



Universidade de Aveiro  
2009

Departamento de Engenharia Civil

**Guilherme Teixeira  
da Rocha Carlos**

**Análise sísmica de estruturas irregulares de betão  
armado**



**Guilherme Teixeira  
da Rocha Carlos**

**Análise sísmica de estruturas irregulares de betão armado**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Prof. Doutor Humberto Varum, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Prof. Doutor António Arêde, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dedico este trabalho aos meus pais, Mário Carlos e Dulce Carlos e aos meus irmãos Gustavo Carlos e Carolina Carlos.

## **o júri**

presidente

**Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa**  
professor catedrático da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira**  
professor auxiliar da Universidade do Minho

**Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum**  
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor António José Coelho Dias Arêde**  
professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



## **agradecimentos**

O desenvolvimento desta dissertação não teria sido possível sem a preciosa ajuda de professores, amigos e família, pelo que não a posso terminar sem expressar a minha gratidão para com todos.

Agradeço ao Professor Humberto Varum, meu orientador, pela maneira como sempre me recebeu, pela disponibilidade e pela abundante partilha de conhecimentos, sem os quais não teria sido possível a realização deste trabalho. Realço ainda o espírito positivo demonstrado em todos os momentos e a amizade construída durante este projecto.

Ao Professor António Arêde, meu co-orientador, agradeço a partilha de conhecimentos, os quais tornaram este trabalho mais completo e interessante.

Ao Professor Aníbal Costa agradeço os conhecimentos transmitidos no âmbito das estruturas de betão armado, os quais contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho de investigação.

Aos investigadores do laboratório ELSA, em particular aos Doutores Artur Pinto, Paolo Negro e Javier Molina, agradeço o acesso à informação e base de dados relativa aos resultados dos ensaios realizados no âmbito do projecto SPEAR.

Um agradecimento particular ao Eng. Hugo Rodrigues, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, por todo o apoio e incentivo transmitidos, bem como pelos conhecimentos partilhados. Agradeço ainda toda a disponibilidade demonstrada.

Ao meu amigo José Melo, agradeço a amizade, o companheirismo e toda a ajuda prestada face às dificuldades surgidas.

Ao meu amigo Tiago Rodrigues agradeço a amizade e colaboração prestadas.

Agradeço ainda à minha família pelo apoio incondicional e por ter sabido respeitar os momentos menos bons que foram surgindo no decorrer deste trabalho, durante os quais não recebia a minha atenção nem dedicação.

A todos os mencionados e a todos os restantes colegas e amigos, o meu muito obrigado!

## palavras-chave

Irregularidades estruturais, aspectos regulamentares, estratégias de modelação, análise não-linear dinâmica, Projecto SPEAR

## resumo

A actividade sísmica recente demonstra a necessidade de melhorar, nos projectos de novas estruturas e na avaliação das existentes, a abordagem quanto à verificação de segurança sísmica, particularmente no caso de estruturas irregulares.

Com o desenvolvimento da construção, associada à evolução de estilos, tipologias e materiais, têm-se verificado diferentes formas para a configuração dos edifícios. A simplificação associada à simulação de estruturas tridimensionais com recurso a modelos bidimensionais, poderá, para certas estruturas, conduzir a uma reprodução não rigorosa do comportamento dinâmico das mesmas, bem como do efeito das irregularidades estruturais.

O objectivo do presente trabalho é, por um lado, analisar os códigos, normas e *guidelines*, actualmente em vigor, no que respeita às irregularidades estruturais, designadamente requisitos e critérios de consideração destas, assim como as suas implicações na estratégia de modelação, dimensionamento e verificação de segurança. Por outro lado, visa também o estudo de diferentes estratégias de modelação e sua eficácia na reprodução do comportamento de estruturas irregulares, em particular a estrutura do projecto europeu SPEAR.

Com base nos dados disponíveis sobre o edifício SPEAR, foi construído um modelo de referência para calibração das propriedades dos materiais e de outras características de modelação, a fim de se obter uma rigorosa reprodução dos resultados experimentais. Após a calibração das propriedades do modelo, estas aplicaram-se directamente nas restantes estratégias de modelação em estudo. Os resultados numéricos obtidos com cada modelo foram avaliados por comparação com os resultados experimentais. Finalmente, foi feita uma análise comparativa dos resultados numéricos de todas as estratégias de modelação.

**keywords**

Structural irregularities, codes and standards specifications, modelling techniques, non-linear dynamic analysis, SPEAR project

**abstract**

The recent seismic activity emphasizes the need of the improvement of structural design of new structures and assessment of existent ones, to take into account the structural seismic behaviour, particularly in the case of irregular structures.

The evolution of construction imposes many different shapes in the buildings configurations. In fact, buildings are tridimensional structures and in several cases the simplification of the tridimensional models into bidimensional, induce a deficient reproduction of the buildings behaviour and in the effects of the irregularities in the global structural behaviour.

The aim of the present work is, on the one hand to focus on the codes, standards and guidelines recommendations related to structural irregularities, namely requirements and criteria for consideration of the irregularities and its implications in the modelling strategy and design. On the other hand the study of different modelling techniques and the implications in reproducing the behaviour of an irregular structure, SPEAR project.

Based on the available data about the SPEAR building, a reference model was build, for the calibration of materials properties and other model properties, in order to get an accurate reproduction of the experimental results. After the calibration of the model properties, the same characteristics were applied in the other modelling strategies. The numerical results of each model were evaluated in relation to experimental results, so there is a common reference to all of them. Finally a comparative review of the results of all numerical models was made.

# Índice geral

## Índices

Índice geral .....	i
Índice de figuras .....	v
Índice de tabelas .....	ix

## Capítulo 1

1. Introdução .....	1
1.1. Introdução .....	1
1.2. Motivação .....	1
1.3. Objectivos .....	2
1.4. Estratégia .....	2
1.5. Estrutura da dissertação .....	3

## Capítulo 2

2. Tipologias e irregularidades estruturais .....	5
2.1. Introdução .....	5
2.2. Tipologias estruturais .....	5
2.3. Irregularidades estruturais .....	6
2.3.1. Irregularidades em altura .....	7
2.3.2. Irregularidades em planta .....	8
2.4. Comentários finais .....	10

## Capítulo 3

3. Considerações regulamentares sobre irregularidades em estruturas de edifícios .....	11
3.1. Introdução .....	11
3.2. Norma Europeia - Eurocódigo8 – EC8 .....	11
3.3. Norma Portuguesa - RSA/REBAP .....	16

3.4.	Norma Italiana – OPCM – 3431 .....	18
3.5.	Norma Turca – Parte III - Earthquake Disaster Prevention .....	19
3.6.	Norma Mexicana - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo....	21
3.7.	Norma Peruana - Technical Standard of Building E.030.....	22
3.8.	Norma Brasileira – NBR 02:122.15-001 .....	24
3.9.	Norma Indiana – Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures.....	25
3.10.	Norma Neozelandesa – NZS 1170.5.....	27
3.11.	<i>Guideline</i> Canadiana – <i>Guidelines</i> for Seismic Evaluation of Existing Buildings..	28
3.12.	Norma Japonesa .....	29
3.13.	Análise comparativa.....	29
3.14.	Comentários finais .....	35

## Capítulo 4

4.	Ensaio sobre um edifício à escala real – Projecto SPEAR.....	37
4.1.	Introdução .....	37
4.2.	Descrição da estrutura .....	37
4.3.	Propriedades dos materiais.....	40
4.4.	Massas adicionais.....	40
4.5.	Ensaio pseudo-dinâmico .....	41
4.6.	Acção sísmica .....	43
4.7.	Danos observados nos ensaios .....	43
4.8.	Comentários finais .....	45

## Capítulo 5

5.	Simulação numérica dos ensaios.....	47
5.1.	Introdução .....	47
5.2.	Apresentação da ferramenta de análise estrutural utilizada - <i>OpenSees</i> .....	48
5.2.1.	Modelos de elementos.....	49
5.2.2.	Modelos de materiais .....	50

5.3.	Modelo de fibras com plasticidade distribuída.....	50
5.3.1.	Geometria e propriedades das secções .....	51
5.3.2.	Cargas gravíticas e massa .....	53
5.3.3.	Diafragmas rígidos .....	54
5.3.4.	Consideração do escorregamento no modelo numérico .....	55
5.3.5.	Propriedades dos materiais .....	57
5.3.6.	Acção sísmica .....	59
5.3.7.	Secções de controlo – pontos de integração .....	60
5.3.8.	Elementos rígidos .....	61
5.3.9.	Armadura nas vigas .....	62
5.3.10.	Amortecimento .....	62
5.3.11.	Efeitos de segunda ordem.....	63
5.3.12.	Algoritmo de Newmark - Método de integração numérica.....	63
5.4.	Modelo de fibras com plasticidade concentrada (rótulas plásticas) .....	63
5.5.	Modelo simplificado com plasticidade distribuída.....	65
5.6.	Modelo simplificado com plasticidade concentrada (rótulas plásticas) .....	67
5.7.	Considerações finais .....	68

## **Capítulo 6**

6.	Discussão dos resultados numéricos .....	69
6.1.	Introdução .....	69
6.2.	Frequências próprias e modos de vibração .....	69
6.3.	Esforços de corte e valores de <i>drift</i> .....	70
6.3.1.	Modelo de fibras com plasticidade distribuída.....	71
6.3.2.	Modelo de fibras com plasticidade concentrada.....	74
6.3.3.	Modelo simplificado com plasticidade distribuída.....	78
6.3.4.	Modelo simplificado com plasticidade concentrada .....	82
6.4.	Rotação .....	86

6.4.1.	Modelo de fibras com plasticidade distribuída .....	87
6.4.2.	Modelo de fibras com plasticidade concentrada .....	87
6.4.3.	Modelo simplificado com plasticidade distribuída .....	88
6.4.4.	Modelo simplificado com plasticidade concentrada .....	89
6.5.	Energia dissipada .....	90
6.5.1.	Modelo de fibras com plasticidade distribuída .....	90
6.5.2.	Modelo de fibras com plasticidade concentrada .....	90
6.5.3.	Modelo simplificado com plasticidade distribuída .....	91
6.5.4.	Modelo simplificado com plasticidade concentrada .....	92
6.6.	Considerações finais .....	92

## Capítulo 7

7.	Comparação das estratégias de modelação .....	95
7.1.	Introdução .....	95
7.2.	Frequências próprias e modos de vibração .....	95
7.3.	Esforços de corte e valores de <i>drift</i> .....	96
7.4.	Rotação .....	97
7.5.	Energia dissipada .....	97
7.6.	Tempo de análise .....	98
7.7.	Considerações finais .....	98

## Capítulo 8

8.	Conclusões e possíveis desenvolvimentos futuros .....	99
8.1.	Conclusões .....	99
8.2.	Possíveis desenvolvimentos futuros .....	100

## Capítulo 9

9.	Referências bibliográficas .....	101
----	----------------------------------	-----

# Índice de figuras

Figura 1 – Tipologia estrutural: (a) estrutura porticada; (b) paredes resistentes; (c) estrutura mista.....	5
Figura 2 – Capacidade resistente insuficiente: (a) pormenorização deficiente das armaduras; (b) capacidade insuficiente dos nós viga-pilar.....	7
Figura 3 – Irregularidades em altura: (a) <i>soft-storey</i> ; (b) <i>soft-storey</i> – Beichuan, China 2008.....	7
Figura 4 – Mecanismo de pilar curto.....	7
Figura 5 – Mecanismo de <i>soft-storey</i> : (a) sismo em L'Aquila; (b) sismo em L'Aquila .....	8
Figura 6 – Imobilização parcial dos pisos inferiores.....	8
Figura 7 – Choque entre edifícios com alturas diferentes.....	8
Figura 8 – Irregularidades em planta: (a) e (b) configuração irregular em planta.....	9
Figura 9 – Irregularidades em planta: (a) – edifício irregular em planta (presença de recuados nos pisos);.....	9
Figura 10 – Recuados: (a) limites do recuo quando se mantém a simetria axial do edifício; (b) limites do recuo, quando ocorre acima de 0.15H e se mantém a simetria axial do edifício, adaptado de EC8, CEN 2004b.....	14
Figura 11 – Recuados: (a) limites do recuo quando ocorre abaixo de 0.15H; (b) limites do recuo quando este não é simétrico, adaptado de EC8, CEN 2004b.....	14
Figura 12 – Apresentação do edifício: (a) vista 3D da estrutura de ensaio; (b) vista lateral da estrutura; (c) dimensões em planta (d) identificação dos pilares e das vigas.....	38
Figura 13 – Pilares: (a) secção tipo dos pilares quadrados (C1-5; C7-9); (b) secção do pilar rectangular (C6).....	38
Figura 14 – Elementos de ligação dos actuadores nos pisos.....	39
Figura 15 – Pormenor da armadura nas vigas, adaptado de Fardis (2002).....	39
Figura 16 – Localização das massas adicionais e respectivo peso em kN.....	41
Figura 17 – Ensaio: (a) esquema dos actuadores ao nível dos pisos; (b) estrutura preparada para ensaiar.....	42
Figura 18 – Formação de rótulas plásticas na zona do nó de ligação viga-pilar.....	45
Figura 19 – Organograma do processo de modelação numérica desenvolvido.....	48
Figura 20 – Distribuição das secções de controlo ao longo do elemento, adaptado de Mazzoni <i>et al.</i> (2007).....	49
Figura 21 – Formulação do elemento com rótulas plásticas, adaptado de Mazzoni <i>et al.</i> (2007).....	49
Figura 22 – Representação esquemática da curva de comportamento: (a) do betão; (b) do aço; (c) material histerético, adaptado de Mazzoni <i>et al.</i> (2007).....	50
Figura 23 – Esquematização de um elemento com recurso ao modelo de fibras com plasticidade distribuída.....	51
Figura 24 – Confinamento: (a) efeito de confinamento; (b) representação da correcção da curva do betão: $b_1$ betão não confinado; $b_2$ betão confinado.....	52



Figura 25 – Correção da lei constitutiva do aço.....	55
Figura 26 – Leis constitutivas utilizadas no modelo numérico: (a) betão; (b) aço.....	59
Figura 27 – Componente sísmica: (a) na direção x; (b) na direção y.....	60
Figura 28 – Representação dos pontos de integração nas vigas: (a) solicitação na viga; (b) diagrama de momentos flectores; (c) pontos de integração adoptados na modelação numérica.....	60
Figura 29 – Representação dos pontos de integração nos pilares: (a) solicitação no pilar; (b) diagrama de momentos flectores; (c) localização do dano; (d) pontos de integração adoptados na modelação numérica.....	61
Figura 30 – Elementos rígidos: (a) na zona do nó viga-pilar; (b) modelação do pilar rectangular.....	62
Figura 31 – Representação do modelo de rótulas plásticas: (a) anterior; (b) utilizado, adaptado de Mazzoni <i>et al.</i> (2007).....	64
Figura 32 – Aproximação trilinear: (a) definição: $a_1$ rigidez inicial; $a_2$ rigidez após fissuração; $a_3$ rigidez após cedência; (b) processo de calibração.....	65
Figura 33 – Aproximação trilinear da curva de momento-curvatura: (a) sem ajuste; (b) com ajuste.....	67
Figura 34 – Representação gráfica, em planta e 3D, dos três primeiros modos de vibração para o modelo de fibras com plasticidade distribuída.....	70
Figura 35 – Evolução do corte no tempo na direção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.....	71
Figura 36 – Evolução do corte no tempo na direção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.....	71
Figura 37 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3.....	72
Figura 38 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.....	72
Figura 39 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 1 para a: (a) direção x; (b) direção y.....	73
Figura 40 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 2 para a: (a) direção x; (b) direção y.....	73
Figura 41 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 3 para a: (a) direção x; (b) direção y.....	73
Figura 42 – Máxima força de corte por piso: (a) direção x; direção y.....	74
Figura 43 – Máximo <i>drift</i> por piso: (a) direção x; (b) direção y.....	74
Figura 44 – Evolução do corte no tempo na direção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).....	75
Figura 45 – Evolução do corte no tempo na direção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).....	75
Figura 46 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).....	76
Figura 47 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).....	76
Figura 48 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 1 para a: (a) direção x; (b) direção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	77
Figura 49 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 2 para a: (a) direção x; (b) direção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	77

Figura 50 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). .....	77
Figura 51 – Máxima força de corte por piso: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).....	78
Figura 52 – Máximo <i>drift</i> por piso: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). .....	78
Figura 53 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3. ....	79
Figura 54 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3. ....	79
Figura 55 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3. ....	80
Figura 56 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3. ....	80
Figura 57 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 1 para a: (a) direcção x; (b) direcção y. ....	81
Figura 58 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 2 para a: (a) direcção x; (b) direcção y. ....	81
Figura 59 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y. ....	81
Figura 60 – Máxima força de corte por piso: (a) direcção x; (b) direcção y.....	82
Figura 61 – Máximo <i>drift</i> por piso: (a) direcção x; (b) direcção y. ....	82
Figura 62 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h). ....	83
Figura 63 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h). ....	83
Figura 64 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h). ....	84
Figura 65 – Evolução do <i>drift</i> no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h). ....	84
Figura 66 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 1 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	85
Figura 67 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 2 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	85
Figura 68 – Ciclos corte vs <i>drift</i> no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	85
Figura 69 – Perfil de corte na: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	86
Figura 70 – Perfil de drift na: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h). ....	86
Figura 71 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.....	87
Figura 72 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).....	88
Figura 73 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.....	88
Figura 74 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).....	89
Figura 75 – Energia dissipada total. ....	90
Figura 76 – Energia dissipada total: (a) rótulas plásticas com 0.40h; (b) rótulas plásticas com h.....	91
Figura 77 – Energia dissipada total. ....	91

---

Figura 78 – Energia dissipada total: (a) rótulas plásticas com 0.40h; (b) rótulas plásticas com h.....	92
Figura 79 – Diferença entre o valor das frequências numéricas e experimentais para os 3 primeiros modos de vibração.....	95
Figura 80 – Diferença entre a força máxima absoluta de corte numérica e experimental em cada piso: (a) direcção x; (b) direcção y.....	96
Figura 81 – Diferença entre o <i>drift</i> máximo absoluto numérico e experimental em cada piso: (a) direcção x; (b) direcção y.....	96
Figura 82 – Diferença entre a máxima rotação absoluta numérica e experimental em cada piso.....	97
Figura 83 – Diferença entre a máxima energia dissipada numérica e experimental.....	97
Figura 84 – Comparação dos tempos de análise.....	98

## Índice de tabelas

Tabela 1 – Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico, adaptado de EC8, CEN 2004b.....	12
Tabela 2 – Coeficientes de comportamento segundo o REBAP.....	17
Tabela 3 – Exigências regulamentares em vários processos de determinação dos efeitos da acção dos sismos.....	17
Tabela 4 – Reduções previstas para o coeficiente de comportamento.....	31
Tabela 5 – Parâmetros que afectam a regularidade de um edifício de acordo com as normas analisadas.....	33
Tabela 6 – Consequência da regularidade estrutural na análise de estruturas de acordo com as normas sísmicas analisadas.....	35
Tabela 7 – Propriedades de projecto e experimentais dos materiais.....	40
Tabela 8 – Evolução dos danos em alguns pilares do segundo piso: (a) sismo de 0.15g; (b) sismo (0.20g).....	44
Tabela 9 – Largura efectiva das secções em T das vigas.....	53
Tabela 10 – Apresentação do <i>drift</i> experimental, ponderado e do valor adoptado para $\alpha$ em cada piso da estrutura.....	56
Tabela 11 – Redução do valor do módulo de elasticidade do aço.....	57
Tabela 12 – Propriedades do betão utilizado nos modelos numéricos.....	58
Tabela 13 – Tensões de cedência adoptadas para o aço.....	59
Tabela 14 – Comprimentos considerados nas rótulas plásticas.....	65
Tabela 15 – Frequências obtidas experimentalmente e numericamente para os três primeiros modos de vibração.....	69

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Introdução

Os problemas económicos e sociais, causados pelos sismos, têm originado uma crescente evolução no desenvolvimento de métodos de análise do comportamento das novas estruturas quando sujeitas à acção sísmica, principalmente no campo do comportamento não linear das estruturas. A resposta inadequada de uma estrutura a uma solicitação sísmica parte muitas vezes de incorrectas concepções estruturais, caracterizadas pelas diferenças de rigidez de uns pisos para os outros, das excentricidades de rigidez em planta ou de interrupções dos caminhos de carga de uma estrutura. As irregularidades estruturais são um critério primário na escolha do tipo de análise dinâmica a efectuar, pois só uma correcta concepção da estrutura e uma adequada análise permitem conhecer o seu real comportamento sísmico. Pelo facto de não ser possível garantir, em qualquer situação, o comportamento linear da resposta de uma estrutura, a sua análise deve passar, sempre que necessário, por uma análise não linear, em detrimento das simplificadas.

A utilização de modelos numéricos capazes de reproduzir a resposta dinâmica das estruturas deve ser uma prioridade para quem desenvolve um projecto, ou avalia a implementação de soluções de reforço em edifícios que inicialmente não foram pensados para resistir à actividade sísmica. Considerado como o modelo mais promissor (Taucer *et al.* 1991), o modelo de fibras permite dividir um elemento de betão armado em elementos distribuídos na secção, atribuindo-lhes as propriedades dos materiais que representam. Em alternativa aos modelos de fibras, existem modelos simplificados com base nas relações momento-curvatura dos elementos, constituídos por aproximações lineares do comportamento histerético dos materiais.

## 1.2. Motivação

Avaliando os acontecimentos sísmicos recentes, surge a necessidade de repensar o grau de importância atribuído à temática da concepção sísmica dos edifícios. Cada vez mais, a Engenharia Sísmica e o estudo dinâmico das estruturas assumem um papel preponderante na concepção estrutural de novos edifícios. Decorrente dos inúmeros problemas causados pela

inadequada resposta sísmica de estruturas de betão armado, consequência de uma incorrecta concepção estrutural, torna-se crucial avaliar as implicações das irregularidades estruturais no comportamento sísmico. É de reconhecimento internacional que a temática das irregularidades estruturais não se encontra devidamente desenvolvida nem estudada, pelo que o investimento em projectos nesse âmbito se revela crucial.

### **1.3. Objectivos**

Como principal objectivo para esta dissertação, destaca-se o conhecimento das irregularidades estruturais e sua implicação na resposta sísmica das estruturas. Através da análise de normas sísmicas nacionais e internacionais, pretende-se conhecer a abordagem dada pelos referidos documentos à temática das irregularidades estruturais, apresentando-se algumas tabelas de comparação com os diversos critérios de irregularidade.

Além do conhecimento dos aspectos regulamentares, realça-se outro objectivo desta dissertação, não menos importante do que o anterior, o qual se prende com diferentes metodologias de modelação numérica de estruturas de betão armado bem como com os resultados por elas proporcionados. Os modelos numéricos devem ser calibrados e validados, a fim de avaliar a qualidade e fiabilidade da resposta estrutural. Assim, pretende-se aplicar a uma estrutura irregular de betão armado diferentes estratégias de modelação numérica, avaliando os resultados numéricos por comparação com os experimentais, na tentativa de estabelecer alguns critérios de selecção que permitam auxiliar na escolha das referidas estratégias.

### **1.4. Estratégia**

Antes de passar ao particular, apresenta-se, em linhas gerais, a estratégia adoptada para o desenvolvimento da presente dissertação. Iniciou-se a abordagem ao tema das irregularidades estruturais com uma revisão bibliográfica de trabalhos desenvolvidos neste domínio, bem como de registos fotográficos e escritos de actividade sísmica recente, cujos danos foram provocados pela presença de irregularidades estruturais. Devendo a temática das irregularidades estruturais ser abordada logo na fase da concepção estrutural, optou-se pela análise de normas sísmicas nacionais e internacionais, avaliando-se a influência da presença de irregularidades estruturais na análise sísmica de estruturas. Após a primeira fase de análise dos tipos de irregularidades estruturais e dos aspectos regulamentares, desenvolveu-se um

estudo de um edifício irregular de betão armado, parte constituinte do projecto europeu SPEAR, com diferentes metodologias de modelação, recorrendo a um programa especialmente vocacionado para análise dinâmica de estruturas em regime não linear, *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2007). O objectivo de utilizar diferentes estratégias de modelação, prende-se com o facto de avaliar a qualidade e a capacidade de cada modelo para reproduzir a resposta sísmica da estrutura, avaliando-se os resultados numéricos por comparação com os experimentais.

## 1.5. Estrutura da dissertação

A presente dissertação é constituída por nove capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada uma introdução ao tema, bem como a motivação que conduziu ao seu estudo, os objectivos definidos e a estratégia adoptada na sua realização.

No capítulo 2 é iniciada a abordagem à temática das irregularidades estruturais com a apresentação das tipologias estruturais, seguindo-se os diversos tipos de irregularidades ilustrados com figuras provenientes de relatórios de actividade sísmica.

No capítulo 3 são abordadas as irregularidades estruturais numa perspectiva dos aspectos regulamentares, procedendo-se a uma comparação das diversas normas sísmicas analisadas com recurso a matrizes de comparação.

No capítulo 4 são descritos os ensaios sobre o edifício escolhido para implementação dos diferentes modelos numéricos, fazendo-se uma descrição geral da estrutura e do ensaio experimental.

No capítulo 5 são apresentados os modelos numéricos aplicados ao caso de estudo, com caracterização do processo de calibração e breve apresentação do programa utilizado.

No capítulo 6 é desenvolvida a discussão dos resultados numéricos através da apresentação de gráficos, comparando-se a resposta numérica com a experimental.

No capítulo 7 é feita uma breve comparação dos resultados obtidos por cada modelo numérico.

Por último, no capítulo 8 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho e possíveis desenvolvimentos futuros.

## 2. TIPOLOGIAS E IRREGULARIDADES ESTRUTURAIS

### 2.1. Introdução

A acção sísmica traduz-se na transmissão de acelerações horizontais e verticais nas estruturas, originando frequentemente uma resposta em regime não linear, uma vez que não é economicamente viável que a resposta, a qualquer situação de sismo, seja em regime linear, porém a hipótese de colapso da estrutura é bastante reduzida. Ao fazer uma análise sísmica de um edifício, devido aos inúmeros factores que a influenciam, os resultados obtidos podem estar distantes do real comportamento da estrutura, o qual depende das distribuições da massa, rigidez e resistência, em planta e em altura (Romão *et al.* 2004).

### 2.2. Tipologias estruturais

A principal função de todas as estruturas resistentes dos edifícios é a de suporte das cargas gravíticas; contudo as solicitações laterais, como o vento ou um sismo, podem condicionar o comportamento da mesma, devendo a tipologia estrutural adoptada ser aquela que proporciona uma melhor resposta da estrutura.

Os sistemas estruturais existentes podem ser diferenciados em estruturas porticadas, estruturas com paredes resistentes e estruturas mistas (ver Figura 1). As estruturas porticadas, constituídas por vigas e pilares, são as mais orientadas para suportar cargas gravíticas. Os pisos são suportados pelas vigas, sendo estas suportadas pelos pilares. Com a necessidade do aumento da rigidez das estruturas, devido à sua maior altura, surgem as estruturas mistas de pórticos e paredes resistentes, sendo as cargas horizontais suportadas pelas paredes resistentes de betão armado e as verticais pelos pilares dos pórticos. Por último, as estruturas de paredes resistentes são adequadas para resistir a grandes solicitações horizontais, apresentando também um melhor controlo dos deslocamentos entre pisos (Paulay e Priestley 1992).

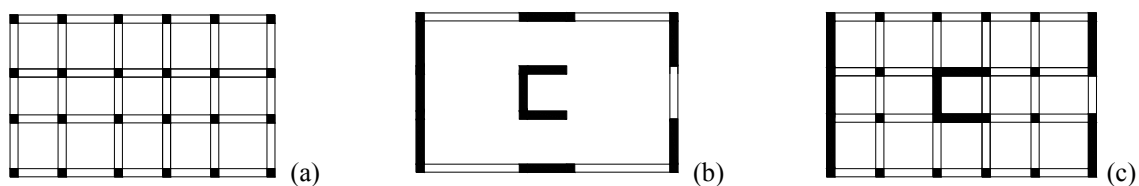


Figura 1 – Tipologia estrutural: (a) estrutura porticada; (b) paredes resistentes; (c) estrutura mista.



## 2.3. Irregularidades estruturais

Sendo a concepção estrutural de um edifício um processo bastante complexo, em que devem ser ponderados diversos factores como a distribuição dos elementos resistentes, altura do edifício, secções resistentes ou tipos de fundações, importa salientar que a temática das irregularidades estruturais não deve ser marginalizada, sob pena da resposta sísmica da estrutura não garantir a segurança necessária, quer para os utilizadores, quer para os edifícios adjacentes. Desta forma, existem alguns critérios que servem de base a uma correcta concepção estrutural, como a simetria de elementos resistentes, simplicidade estrutural, rigidez e massa uniformes e verificação do local de implantação.

A reforçar a importância das irregularidades estruturais para o comportamento global de uma estrutura, foram elaborados alguns estudos, como são exemplo Varum *et al.* (2005) e Herrera e Soberón (2008), concluindo-se que as estruturas irregulares são mais vulneráveis à acção sísmica, conduzindo a sistemas com comportamentos inadequados. Atendendo à sua importância, actualmente começam a ser desenvolvidos alguns métodos simplificados de determinação dos limites de irregularidade consoante o nível de confiança e o tipo de irregularidade na estrutura (Sadashiva *et al.* 2008).

Habitualmente os condicionalismos arquitectónicos constituem a principal fonte de irregularidade estrutural, condicionando o desempenho sísmico das estruturas (Mezzi *et al.* 2004). Na tentativa de minimização dos referidos condicionalismos deve ser desenvolvido um trabalho em parceria entre engenheiros e arquitectos, a fim de se alcançar a melhor solução para a estrutura resistente do edifício.

As irregularidades estruturais podem ser provenientes das mais diversas fontes. Mudanças abruptas de geometria, interrupções dos padrões de carga, descontinuidade de rigidez e resistência, interrupções criadas por aberturas, desproporção dos elementos estruturais (em quantidade e dimensões), ausência de simetria da estrutura, desproporção da massa entre pisos, vazamento dos pisos, estruturas porticadas numa só direcção, ausência de paredes estruturais, incompleta pormenorização das armaduras e capacidade resistente insuficiente dos nós (ver Figura 2) são as principais fontes de irregularidade de projecto responsáveis pelo inadequado comportamento sísmico.

Identificam-se também algumas fontes de irregularidade em obra, como a má implantação dos elementos verticais, reajuste ao nível do primeiro piso dos erros de

implantação, desaprumo dos pilares, ligação imperfeita entre os elementos estruturais e as paredes de alvenaria, ausência de estribos em zonas críticas e insuficientes comprimentos de amarração.

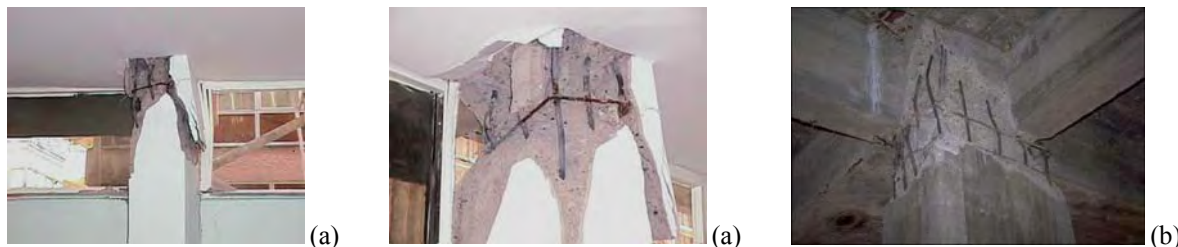


Figura 2 – Capacidade resistente insuficiente: (a) pormenorização deficiente das armaduras (Koeri 1999); (b) capacidade insuficiente dos nós viga-pilar (Varum 2003).

As irregularidades estruturais podem ser agrupadas consoante se caracterizem por ser irregularidades em altura ou irregularidades em planta.

### 2.3.1. Irregularidades em altura

As irregularidades em altura podem afectar diferentes características do sistema estrutural, como a rigidez, massa e capacidade resistente. Estas podem advir de diversas fontes:

- Irregularidades de rigidez: verificadas quando existem variações de rigidez de uns pisos para os outros, resultando num piso fraco, podendo originar mecanismos como *soft-storey* (ver Figuras 3 e 5). Este mecanismo, tem vindo a ser amplamente estudado por diversos autores, como Lam *et al.* (2008) e Doğan *et al.* (2002), cujas conclusões demonstram que um edifício que possua este tipo de irregularidade apresenta um comportamento sísmico desadequado, podendo, em casos extremos, conduzir ao seu colapso. A interrupção dos painéis de alvenaria (ver Figura 4), devido à existência de portas e janelas, pode originar o mecanismo pilar curto, desenvolvendo maiores esforços de corte (Rodrigues 2005);



Figura 3 – Irregularidades em altura: (a) *soft-storey* (Sezen 1999); (b) *soft-storey* – Beichuan, China 2008 (Amaral 2008).



Figura 4 – Mecanismo de pilar curto (Elnashai *et al.* 2008).

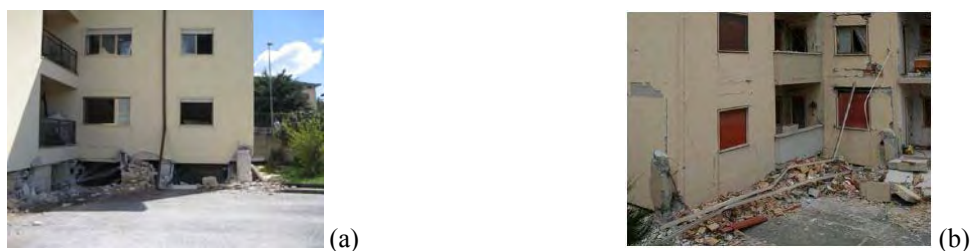


Figura 5 – Mecanismo de *soft-storey*: (a) sismo em L'Aquila (Varum *et al.* 2009); (b) sismo em L'Aquila (Verderame *et al.* 2009).

- Irregularidades de massa: verificadas quando a massa de um piso é muito superior ou inferior à dos restantes. Um exemplo prático desta situação é a necessidade de existência de pisos técnicos com maquinaria pesada;
- Irregularidades devido à existência de diferentes alturas das partes constituintes do edifício e diferentes alturas entre edifícios: ocorridas quando os edifícios contíguos apresentam alturas diferentes, originando restrições nos movimentos dos pisos inferiores (ver Figuras 6 e 7);

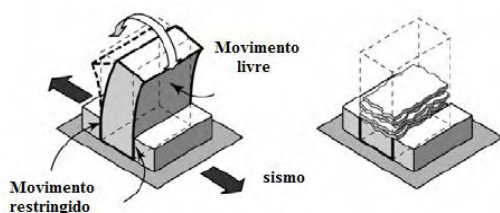


Figura 6 – Imobilização parcial dos pisos inferiores (Guevara-Perez 2008).



Figura 7 – Choque entre edifícios com alturas diferentes (Murty *et al.* 2006).

- Irregularidades na capacidade resistente de um piso: devidas à diferente resistência dos elementos que suportam a acção sísmica numa dada direcção num determinado piso, em relação ao piso seguinte;
- Irregularidades devidas a descontinuidades nos caminhos de carga: verificadas com a ausência de continuidade dos elementos resistentes de um piso para o seguinte.

### 2.3.2. Irregularidades em planta

As irregularidades estruturais em planta podem ser consequência de diversos factores, destacando-se as seguintes fontes:

- Irregularidades de torção: verificadas em edifícios cujo centro de rigidez de um piso apresenta uma excentricidade em relação ao centro de massa desse mesmo piso (ver Figura 8). Estruturas planas irregulares sofrem maiores níveis de dano, do que as regulares, devido aos efeitos de torção (Jeong e Elnashai 2004a). Se a excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez for elevada pode originar um aumento de até 50% nos deslocamentos entre pisos (D'Ambrisi *et al.* 2008);
- Irregularidades por descontinuidade: provocadas por descontinuidades ao nível dos pisos, devido à existência de aberturas, ou por uma abrupta mudança de rigidez;



(a)



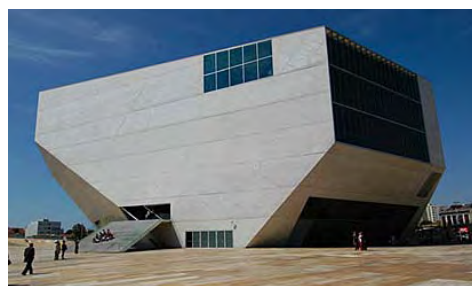
(b)

Figura 8 – Irregularidades em planta: (a) e (b) configuração irregular em planta (Bertero 1997).

- Irregularidades de forma: devidas à existência de reentrâncias em planta, originando concentrações de esforços de corte nesses cantos (ver Figura 9).



(a)



(b)

Figura 9 – Irregularidades em planta: (a) – edifício irregular em planta (presença de recuados nos pisos);

(b) – Casa da Música – edifício irregular em planta e em altura.

Como complemento à exposição dos factores que influenciam o comportamento dos edifícios apresenta-se uma síntese dos princípios orientadores para a concepção estrutural:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade;
- Simetria e redundância;
- Rigidez e resistência;
- Efeitos de torção;
- Diafragmas rígidos.

## 2.4. Comentários finais

Pretendendo-se desenvolver um trabalho no domínio das irregularidades estruturais, importa, em primeiro lugar, conhecê-las e perceber qual a sua influência no comportamento sísmico das estruturas. Assim, neste capítulo, foram apresentadas algumas considerações sobre tipologias e concepção estrutural, matérias estritamente relacionadas com a temática das irregularidades. As irregularidades estruturais mais comuns foram caracterizadas, recorrendo-se a registos fotográficos para ilustrar a sua influência na resposta sísmica das estruturas.

Concluída esta abordagem inicial no domínio das irregularidades estruturais, importa perceber qual a relevância atribuída a esta área nas normas sísmicas quer a nível nacional quer a nível internacional.

### **3. CONSIDERAÇÕES REGULAMENTARES SOBRE IRREGULARIDADES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS**

#### **3.1. Introdução**

A elaboração de normas ou recomendações tem sempre como principal objectivo clarificar a utilização de conceitos relacionados com o tema abordado, como são exemplo as normas para o dimensionamento sísmico de estruturas referidas neste capítulo, para as quais será feita uma exposição de conceitos e tipos de abordagem, nomeadamente no que se refere aos critérios de consideração da acção sísmica, irregularidades estruturais e tipos de análise preconizada. Como conclusão à exposição, será apresentada uma análise comparativa dos referidos critérios.

A norma nacional em vigor é o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA 2006), datada de 1983, a qual será brevemente substituída pela nova regulamentação europeia. Revela-se importante a realização de uma análise crítica da norma, permitindo identificar algumas lacunas de informação e que se esperam solucionadas na nova regulamentação. Desta forma, além do regulamento nacional, será também analisado o Eurocódigo 8 parte 1 (CEN 2004b, *versão inglesa*), cujo tema central é o problema sísmico e o projecto de estruturas de edifícios com capacidade sísmica resistente. Acrescidos aos documentos normativos já citados, refere-se também a análise da norma italiana (OPCM 3431 2005) e da norma turca (KOERI 1997), como complemento às normas sísmicas europeias analisadas. Pretendendo-se conhecer as exigências regulamentares relativamente às irregularidades estruturais fora da Europa, optou-se pela análise das normas brasileira NBR 02:122.15-001 (ABNT 2006), mexicana (GDF 2004), peruana (PTCERD 2003), indiana (BIS 2002), neozelandesa (CSNZ 2004) e algumas *guidelines* canadianas (NRCC 1993). Apresentam-se também alguns comentários acerca das normas sísmicas japoneses, com base em trabalhos desenvolvidos neste domínio.

#### **3.2. Norma Europeia - Eurocódigo8 – EC8**

Com o objectivo de uniformizar os métodos de dimensionamento de novas estruturas na União Europeia, começam a entrar em vigor os Eurocódigos. No âmbito desta dissertação,

importa proceder a uma análise e revisão crítica ao Eurocódigo8 (CEN 2004b, *versão inglesa*), uma vez que é neste documento que se encontram as especificações para o projecto de estruturas com resistência sísmica. No que respeita à concepção estrutural, o EC8 apresenta alguns princípios que possibilitam o projecto de uma nova estrutura capaz de satisfazer os requisitos de segurança sísmica a um custo aceitável, como são exemplo a simplicidade estrutural, uniformidade, simetria e repetição, resistência e rigidez bidireccional e de torção, fundações adequadas e um comportamento de diafragma nos vários pisos.

As estruturas podem ser classificadas em regulares ou não regulares, em planta e em altura. Através da análise da Tabela 1, presente no EC8, conclui-se que este tipo de classificação condiciona o modelo a adoptar, o tipo de análise a realizar e ainda o coeficiente de comportamento, cujo valor deverá ser reduzido em 20% aquando da presença de uma estrutura irregular em altura.

Tabela 1 – Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico, adaptado de EC8, CEN 2004b.

Regularidade		Simplificação permitida		Factor de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise linear elástica	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Forças laterais	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Forças laterais	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Os critérios de regularidade em planta presentes no EC8 devem ser cumpridos na totalidade para que uma estrutura possa ser considerada regular em planta:

- A rigidez lateral e massa do edifício devem estar distribuídas simetricamente segundo dois eixos ortogonais;
- A configuração plana deve ser compacta, devendo cada piso ser limitado por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuados, a regularidade em planta pode ser considerada se os recuados não afectarem a rigidez do piso e se a área entre a linha delimitadora do piso e a linha poligonal envolvente não exceder 5% da área do piso;
- A rigidez em planta dos pisos deve ser suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais, para que a deformação dos pisos tenha pequena influência na distribuição das forças ao longo dos elementos verticais;
- A esbelteza  $\lambda$ , quociente entre a maior e menor dimensão do edifício em planta medidas em direcções ortogonais, não deve ser superior a 4;

- Em cada piso e para cada direcção ortogonal em análise (X e Y), a excentricidade estrutural  $e_0$  e o raio de torção  $r$  devem respeitar as equações 1 e 2 (expressas em relação à direcção Y):

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (1)$$

$$r_x \geq I_s \quad (2)$$

Em que:  $e_{0x}$  representa a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, determinados segundo a direcção X, direcção ortogonal à direcção em análise;  $r_x$  representa a raiz quadrada do quociente entre a rigidez de torção e a rigidez lateral segundo a direcção Y;  $I_s$  representa o raio de giração da massa do piso em planta, isto é, a raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao seu centro de massa e a massa do piso.

- O centro de rigidez nas habitações com um só piso é o centro das rigidezes laterais de todos os elementos de resistência sísmica primários;
- Nos edifícios com vários pisos, a classificação da regularidade estrutural em planta e a análise aproximada dos efeitos de torção podem ser simplificadas se as seguintes condições forem respeitadas:
  1. Todos os sistemas de resistência às acções horizontais, como paredes resistentes, pórticos ou núcleos sejam contínuos em altura desde a fundação até ao topo;
  2. As deformações de cada sistema resistente perante a solicitação de acções horizontais não devem ser muito diferentes. Esta condição pode ser satisfeita nos sistemas de pórticos e nos sistemas de paredes resistentes, não sendo normalmente verificada nos sistemas mistos;
- Em pórticos e em sistemas com paredes resistentes onde a deformação predominante é devida à flexão, a posição do centro de rigidez e do raio de torção de todos os pisos pode ser calculado em função dos momentos de inércia das secções dos elementos verticais. Se a deformação por corte for relevante, pode utilizar-se um modelo de inércia equivalente da secção para ter em conta esse efeito.

Para que uma estrutura seja classificada como regular em altura, todos os seguintes requisitos têm que ser cumpridos:

- Garantia do ponto 1 acima descrito (continuidade estrutural até à fundação);



- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes, ou apresentar uma redução gradual em altura, sem variações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios em pórtico o rácio entre a resistência real do piso e a necessária obtida a partir da análise não deve variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.

Na presença de recuados o regulamento impõe algumas condições a respeitar, para que estes não sejam considerados como uma fonte de irregularidade para a estrutura:

- Quando o recuo é gradual, preservando a simetria axial do edifício, este não deve ser maior do que 20% da dimensão em planta na direcção do recuo do piso inferior (ver Figura 10);
- Quando existe um recuo abaixo de 15% da altura total do edifício, este não deve ser superior em 50% da dimensão em planta, na direcção do piso inferior (ver Figura 11-a). A zona da base associada à projecção horizontal do perímetro dos pisos superiores deve ser dimensionada para resistir a pelo menos 75% das forças de corte que se originariam nessa zona num edifício sem alargamento da base;
- Se os recuos não forem simétricos, a soma destes, em cada face do edifício, não deve ser superior a 30% da dimensão em planta, na direcção do recuo do piso térreo acima da fundação ou acima de um embasamento rígido. Em simultâneo, o recuo em cada piso não deve ser superior a 10% da dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso imediatamente abaixo (ver Figura 11-b).

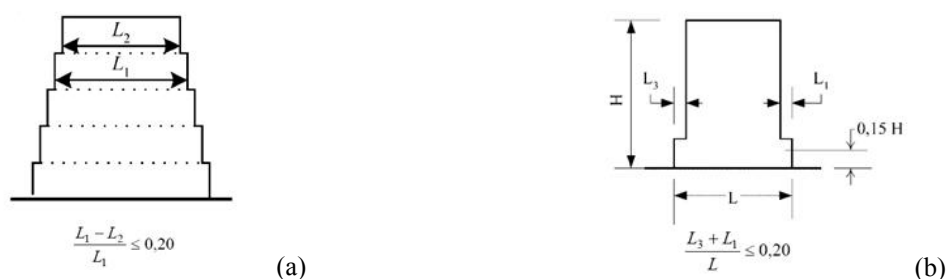


Figura 10 – Recuados: (a) limites do recuo quando se mantém a simetria axial do edifício; (b) limites do recuo, quando ocorre acima de 0.15H e se mantém a simetria axial do edifício, adaptado de EC8, CEN 2004b.



Figura 11 – Recuados: (a) limites do recuo quando ocorre abaixo de 0.15H; (b) limites do recuo quando este não é simétrico, adaptado de EC8, CEN 2004b.

No seguimento da classificação das irregularidades dos edifícios estão previstos, no regulamento, diferentes tipos de análise consoante se pretenda uma análise linear ou não linear. O modelo escolhido deverá representar a distribuição de rigidez e de massa, de modo a que as deformações e forças de inércia estejam acauteladas para a solicitação sísmica considerada e prever ainda a contribuição dos nós para a deformabilidade da estrutura.

Consoante o grau de importância da nova estrutura é definido um factor, cujo objectivo é a majoração do período de retorno da acção sísmica considerada em projecto. Em estruturas consideradas importantes, ou seja, cujo factor de importância é maior do que a unidade, é necessário considerar os efeitos de amplificação da acção sísmica devido ao tipo de solo.

Em geral, a estrutura pode ser considerada como um sistema resistente vertical e horizontal ligado por diafragmas horizontais. Estes diafragmas são considerados rígidos quando os deslocamentos, em nenhum ponto, assumem mais de 10% dos correspondentes deslocamentos absolutos horizontais.

Os efeitos de um sismo e de outras solicitações devem ser determinados com base no comportamento linear elástico da estrutura, como o método das forças laterais ou a análise modal por espectros de resposta. Em alternativa a estes, o regulamento sugere também os métodos de análise não linear estática ou dinâmica. Como referido, a análise linear elástica é adequada para todas as estruturas que respeitem os critérios de regularidade. Contudo, este tipo de análise pode também ser aplicado a uma estrutura que não cumpra todos os requisitos de regularidade, desde que respeite os critérios a seguir apresentados:

- O edifício deve ter paredes divisórias bem distribuídas e relativamente rígidas;
- A altura do edifício não pode exceder os 10m;
- A rigidez dos pisos deve ser superior à rigidez lateral dos elementos resistentes verticais, considerando-se um comportamento de diafragma rígido ao nível dos pisos;
- Os centros de massa e rigidez laterais devem estar aproximados numa linha vertical, e nas duas direcções horizontais de análise.

A acção sísmica deve ser aplicada em ambas as direcções, usando o máximo efeito sísmico para dimensionamento. Quando o modelo espacial é uma exigência para a análise de estruturas, a acção sísmica deve ser definida com três acelerogramas, actuando simultaneamente, não podendo o mesmo acelerograma ser usado nas duas direcções horizontais em simultâneo.

### 3.3. Norma Portuguesa - RSA/REBAP

As primeiras construções com resistência sísmica surgem em Portugal, na sequência do grande terramoto de 1755, com o aparecimento da primeira regulamentação anti-sísmica (Appleton 2001). Mais tarde, surge em 1983, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA 2006), constituindo a primeira regulamentação que indica os tipos de abordagens e de análise para a consideração da acção sísmica no dimensionamento de novas estruturas. O regulamento prevê a existência de duas acções sísmicas distintas, correspondendo uma a um sismo de magnitude moderada, a pequena distância focal (acção do tipo 1), e outra a um sismo de maior magnitude, a maior distância focal (acção do tipo 2). Para a zona A e para cada tipo de terreno, o regulamento apresenta o espectro de resposta, com três possibilidades de valores para o amortecimento.

O referido regulamento contempla dois tipos de abordagens distintas, a análise dinâmica e a abordagem simplificada. A análise a usar no dimensionamento de novas estruturas deverá ser, preferencialmente, uma análise dinâmica, sendo as características de rigidez e amortecimento a adoptar as correspondentes aos valores médios das propriedades dos materiais. O comportamento da estrutura pode ser considerado linear, havendo a necessidade de ser corrigido por coeficientes de comportamento, dependentes do tipo de estrutura e das suas características.

Por seu turno, a abordagem simplificada, que supõe forças estáticas aplicadas aos níveis dos pisos, segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve, é indicada para edifícios correntes, isto é, todos os que satisfazem as condições impostas pelo regulamento:

- Não apresentar, em planta, distribuições desproporcionadas entre a massa e a rigidez;
- Não apresentar, em altura, grandes variações de massa ou de rigidez;
- Ter uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável;
- Ter pisos constituídos de modo a considerarem-se diafragmas indeformáveis no seu plano.

Conclui-se, da análise deste regulamento, que factores associados aos critérios de regularidade, em planta e em altura, condicionam a adopção de uma abordagem simplificada. Para estruturas irregulares, mas com uma certa ductilidade, pode ser considerada uma abordagem com as forças estáticas aplicadas em cada direcção, sendo em geral suficiente considerar separadamente duas direcções ortogonais no plano horizontal. O coeficiente de

comportamento para estruturas de betão armado presente no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP 1983), necessário ao cálculo do coeficiente de comportamento, depende do tipo de estrutura, das suas características de ductilidade, do grau admitido na exploração dessa ductilidade e ainda da importância do edifício. Assim, o coeficiente de comportamento para edifícios, cuja operacionalidade seja necessária assegurar após a ocorrência de um sismo intenso, deve ser 30% inferior ao que deveria ser considerado caso não fosse necessário manter a operacionalidade.

Os dois tipos de ductilidade, normal e melhorada, definidos no REBAP (1983), estão associados à capacidade de dissipação de energia por parte da estrutura. Um edifício com ductilidade normal apresenta menor capacidade de dissipação de energia do que um com ductilidade melhorada. Esta última é conseguida através da adopção de determinados conceitos e disposições construtivas que não são tidos em conta para estruturas com ductilidade normal (Martins e Ferreira 2006). Neste sentido, o regulamento apresenta valores para o coeficiente de comportamento em estruturas com ductilidade normal inferiores aos de estruturas com ductilidade melhorada (ver Tabela 2).

Tabela 2 – Coeficientes de comportamento segundo o REBAP.

	Estruturas pórtico	Estruturas mistas	Estruturas parede
Ductilidade normal	2.5	2.0	1.5
Ductilidade melhorada	3.5	2.5	2.0

Em complemento à informação relativamente à norma portuguesa apresenta-se na Tabela 3 um resumo das exigências para aplicação do regulamento (Carvalho e Coelho 1984).

Tabela 3 – Exigências regulamentares em vários processos de determinação dos efeitos da acção dos sismos (Carvalho e Coelho 1984).

Exigências para aplicação	Tipo de análise		
	Estática plana	Dinâmica plana	Estática tridimensional
Pisos rígidos	Exige	Exige	Exige
Malha ortogonal	Exige	Exige	Exige
Regularidade em planta	Exige simetria	Exige simetria	Não exige simetria; Exige definição do centro de rigidez
Regularidade em altura	Exige	Não exige	Exige
Limitação de deformabilidade	Exige	Não exige	Exige

### 3.4. Norma Italiana – OPCM – 3431

A norma sísmica italiana (OPCM3431 2005) é uma regulamentação simples, desenvolvida nos últimos anos com uma evolução dos regulamentos iniciais da construção. Originalmente orientada em critérios de dimensionamento baseados em tensões admissíveis, foi desenvolvida de forma a contemplar também critérios de dimensionamento baseados na verificação de estados limites (Sortis *et al.* 2002).

Crítérios de simplicidade estrutural, simetria e regularidade são apontados como originadores de um comportamento sísmico aceitável. Uma vez que o método de análise e alguns parâmetros do cálculo sísmico são influenciados pela regularidade do edifício, a norma refere alguns critérios de regularidade em planta, que a seguir se expõem:

- A configuração em planta deve ser compacta e simétrica nas duas direcções ortogonais em relação à distribuição de massas e rigidez;
- A relação entre os lados do rectângulo onde se insere o edifício deve ser inferior a 4;
- Nenhuma reentrância deve exceder 25% do tamanho total da direcção correspondente;
- Os pavimentos podem ser considerados infinitamente rígidos em relação aos seus elementos verticais e suficientemente resistentes.

A norma apresenta também critérios de regularidade em altura:

- Todos os sistemas resistentes verticais devem ter continuidade desde a fundação até ao topo do edifício;
- A massa e a rigidez devem ser constantes ou a sua variação em altura deve ser gradual, sem nunca ocorrerem variações bruscas (a massa não pode variar de um piso para o outro mais de 25%, a rigidez não pode variar de um piso para outro superior em mais de 30%, nem aumentar mais do que 10%), de modo a que a rigidez se possa considerar regular em altura para estruturas compostas por paredes ou núcleo central em betão armado, de secção constante em altura ou de elementos de contraventamento em aço, os quais estão sujeitos a pelo menos 50% da acção sísmica;
- A relação entre a resistência efectiva e a resistência de cálculo não pode ser muito diferente para os diversos pisos do edifício (a relação entre a resistência efectiva e a resistência de cálculo de um piso genérico não deve variar mais de 20% entre pisos);
- Qualquer diminuição da área em planta entre pisos deve estar restringida, não devendo ser superior a 30% da dimensão do primeiro andar ou 20% da dimensão do piso

imediatamente inferior. Excepção feita relativamente ao último piso, para o qual não estão previstos limites de variação.

A presença de irregularidades em altura condiciona o valor a adoptar para o coeficiente de comportamento, devendo este sofrer uma redução de 20%, quando a estrutura apresenta este tipo de irregularidades. A análise de novas estruturas deve ser feita recorrendo a modelos com adequada massa e rigidez, compostos por elementos resistentes verticais e por diafragmas ao nível dos pisos. No caso dos diafragmas poderem ser considerados rígidos, os graus de liberdade do edifício podem ser reduzidos a três graus por piso.

No que se refere aos tipos de análise previstos pela norma, estes podem ser de cariz estático ou dinâmico, linear ou não linear. A análise estática linear, salvo disposição em contrário, pode ser feita para edifícios regulares em altura, desde que o primeiro período de vibração, na direcção em causa, não ultrapasse  $2.5T_c$ , em que  $T_c$  é o limite superior do período do troço constante do espectro de aceleração. A análise dinâmica linear ou análise modal, combinada com um espectro de resposta, é considerada o método padrão para a definição das solicitações em projecto e deve ser aplicada a um modelo tridimensional. A análise estática não linear consiste em aplicar ao edifício um sistema de forças horizontais, sendo a resposta da estrutura considerada, separadamente, em cada direcção ortogonal. A referida análise aplica-se quando:

- Se pretende conhecer a deformada inelástica de edifícios projectados com o factor de redução  $q$ ;
- Se pretende substituir o método de análise linear;
- Se pretende avaliar a capacidade dos edifícios existentes.

### **3.5. Norma Turca – Parte III - Earthquake Disaster Prevention**

Como qualquer outro código sísmico, a norma turca (KOERI 1997) tem como principal objectivo definir os requisitos mínimos para o projecto de estruturas com capacidade resistente à acção sísmica. A norma apresenta um coeficiente de importância a atribuir às estruturas, consoante exista, ou não, necessidade de utilização destas imediatamente após a ocorrência de actividade sísmica. Este coeficiente pode assumir quatro valores distintos, entre 1.5 e 1.0, sendo o valor mais elevado destinado a edifícios cuja utilização seja necessária preservar durante um abalo sísmico, ou cuja complexidade implique riscos acrescidos para a população.

As estruturas podem ser consideradas irregulares, desde que satisfaçam os critérios apresentados pela norma. No entanto é de salientar que as estruturas irregulares devem ser evitadas, uma vez que o seu comportamento sísmico pode ser desadequado. As irregularidades podem ser diferenciadas em planta ou em altura, sendo as primeiras indicadas na norma do seguinte modo:

- Irregularidade de torção – verificada quando o coeficiente de torção, definido para uma ou duas direcções ortogonais, como o quociente entre o *drift* máximo em cada piso e o *drift* médio no mesmo piso, na mesma direcção, é superior a 1.2;
- Descontinuidade do nível do piso – diferenciadas em três graus de descontinuidade, sendo o primeiro correspondente ao caso em que a área de aberturas no piso excede 1/3 da sua área total; o segundo no caso em que as aberturas comprometem a transferência de cargas para os elementos verticais resistentes; o terceiro no caso em que existe uma redução abrupta da rigidez e da resistência do piso;
- Existência de recuados – no caso do recuado existente em cada direcção principal exceder 20% da dimensão total em planta na mesma direcção;
- Ausência de paralelismo dos eixos dos elementos estruturais – quando o eixo principal dos elementos verticais não é paralelo à direcção ortogonal da acção sísmica considerada.

Para as irregularidades em altura, a norma indica as seguintes irregularidades:

- Existência de um piso fraco – verificado quando o factor de irregularidade de esforço é menor que 0.8. Este factor define-se como o quociente entre a área efectiva de corte de um piso e a área de corte do piso imediatamente acima;
- Irregularidade de rigidez entre pisos – verificada quando o factor de irregularidade de rigidez, quociente entre a média do *drift* de um piso e a média do *drift* no piso imediatamente acima, é maior do que 1.5;
- Descontinuidade dos elementos verticais – considerada quando os elementos estruturais verticais são removidos em alguns pisos, passando estes a ser suportados por vigas, ou ainda quando as paredes estruturais, nos pisos superiores, são suportadas por pilares ou vigas nos pisos inferiores.

A presença de irregularidades condiciona a metodologia de análise a utilizar, bem como o coeficiente de comportamento, cujo valor pode sofrer uma redução até 25% na presença de irregularidades em altura.

### 3.6. Norma Mexicana - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

As referências apresentadas neste ponto dizem respeito à norma mexicana (GDF 2004) publicada pelo governo federal do México para a cidade *de la Esperanza*. A norma mexicana classifica as estruturas em regulares, irregulares ou fortemente irregulares. Para que uma estrutura seja considerada regular deve cumprir todos os requisitos a seguir indicados:

- A planta do edifício deve ser simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- A relação da altura e dimensão em planta não pode ser maior do que 2.5;
- A relação entre o comprimento e a largura da base não pode exceder 2.5;
- Os recuados e saliências existentes não podem exceder 20% da dimensão em planta;
- Em cada piso deve haver um comportamento de diafragma rígido;
- Não pode haver na laje nenhuma abertura que exceda 20% da dimensão em planta medida paralelamente à abertura. As zonas ocas não devem aparecer desfasadas entre pisos adjacentes e a área total de abertura não pode exceder 20% da área do piso;
- A massa de cada piso não pode exceder 110% do correspondente piso imediatamente inferior, à exceção do último piso, em que a massa não pode ser superior a 70% da massa do piso imediatamente inferior;
- Nenhum piso pode ter uma área superior a 110%, nem menor que 70% da área do piso imediatamente abaixo;
- Todos os pilares estão restringidos por pisos, em direcções ortogonais, por diafragmas horizontais;
- A rigidez não pode diferir entre pisos em mais de 50% da do piso imediatamente abaixo;
- Em nenhum piso a excentricidade de torção calculada estaticamente pode exceder 10% da dimensão em planta desse piso, medida paralelamente à excentricidade mencionada.

Uma estrutura é classificada como irregular quando não satisfaz os requisitos referidos. Pode ainda ser classificada como fortemente irregular se cumprir algum dos seguintes requisitos:

- A excentricidade de torção calculada estaticamente excede 20% da dimensão em planta do piso medida paralelamente à excentricidade mencionada;
- A rigidez ou resistência do piso ultrapassa, na totalidade, a do piso imediatamente inferior.



A norma mexicana apresenta, consoante o tipo de estrutura, três métodos de análise: o método simplificado, o estático e o dinâmico. Os coeficientes para a análise simplificada têm em conta todas as reduções, não devendo, por isso, haver redução das forças sísmicas. A aplicação do método simplificado é indicada quando:

- Em planta, pelo menos 75% das cargas verticais estão suportadas por elementos resistentes, ligados através de uma laje, considerada como diafragma rígido. A distribuição das paredes pode ser considerada simétrica, se a excentricidade de torção, calculada estaticamente, não exceder 10% da dimensão do edifício em planta, medida na direcção paralela à excentricidade;
- A relação entre o comprimento e a largura da planta do edifício for inferior a 2.0;
- A relação entre a altura e as dimensões mínimas da base do edifício não for superior a 1.5 nem a altura de construção superior a 13m.

Os métodos estáticos e dinâmicos podem ser usados em qualquer estrutura, independentemente das suas características. No entanto, o método estático é mais adequado a estruturas regulares e com altura condicionada pela zona sísmica onde estão inseridas.

De acordo com a norma, a estrutura deve ser analisada sob acção sísmica considerada em duas direcções ortogonais independentes. Como combinação dos efeitos da acção sísmica em duas direcções ortogonais, a norma propõe que o valor da acção, em cada direcção, seja acrescido de 30% do valor da direcção ortogonal correspondente.

O coeficiente de comportamento é condicionado pela presença de irregularidades estruturais, devendo o seu valor ser reduzido em 30% para estruturas fortemente irregulares.

### **3.7. Norma Peruana - Technical Standard of Building E.030**

Segundo a norma peruana (PTCERD 2003), o projecto estrutural deverá incluir informação acerca da resistência estrutural do sistema construtivo, informação acerca dos parâmetros que definem a força sísmica, o espectro de projecto e ainda o máximo deslocamento no último piso, bem como o máximo deslocamento relativo de cada piso.

No respeitante à análise sísmica para as estruturas regulares, esta deverá ser efectuada considerando a força sísmica total, actuando independentemente nas duas direcções ortogonais. No entanto, para estruturas irregulares, a análise será efectuada na direcção mais desfavorável para o projecto de cada elemento ou componente de estudo.

O comportamento sísmico das estruturas melhora sempre que forem respeitadas algumas condições, indicadas pela norma, como são exemplo: a simetria de massa e de rigidez; peso reduzido, sobretudo para pisos mais elevados; adequada escolha e uso dos materiais de construção; adequada resistência; regularidade em planta e em altura; ductilidade; deformação limitada e ainda consideração das condições locais do solo.

As estruturas são classificadas em regulares ou irregulares com o propósito de determinar qual o procedimento de análise mais adequado, assim como o factor de redução da força sísmica ou coeficiente de comportamento. De acordo com a norma, uma estrutura é classificada como regular se não apresentar descontinuidades na vertical ou na horizontal, na sua configuração resistente a forças laterais. As irregularidades estruturais podem ser diferenciadas em irregularidades em planta ou em altura. As irregularidades em altura definidas pela norma são as seguintes:

- Irregularidades de rigidez – verificadas quando em cada direcção a soma das secções transversais dos elementos verticais resistentes ao corte é menor que 85% da correspondente soma do piso superior, ou menor que 90% da média da soma de três pisos consecutivos, constituindo-se um piso fraco;
- Irregularidades de massa – verificadas quando a massa de um piso excede em 150% a massa do piso adjacente;
- Irregularidades na geometria – verificadas quando a dimensão em planta da estrutura resistente a cargas laterais é maior do que 130% da correspondente dimensão num piso adjacente;
- Descontinuidades no sistema resistente em altura.

Além das irregularidades em altura, a norma apresenta também irregularidades em planta:

- Irregularidades de torção – consideradas apenas em edifícios com diafragmas rígidos, em que o deslocamento médio do piso excede o máximo previsto pela norma em 50%;
- Diafragmas descontínuos – verificados quando existem descontinuidades ou variações de rigidez, incluindo aberturas cuja área é maior que 50% da área aproximada do diafragma;
- Presença de recuados – cuja dimensão é maior do que 20% da correspondente dimensão em planta do piso.

A norma define também qual o tipo de sistema estrutural a adoptar consoante a categoria do edifício, atribuída de acordo com o factor de importância e com a zona sísmica em que a

estrutura se insere. Este factor encontra-se dividido em quatro categorias, variando o seu valor entre 1.5 e 1.0, sendo atribuído o valor máximo, às estruturas cuja actividade é necessária preservar após um sismo.

O procedimento de análise de cada estrutura é definido consoante se refere a uma estrutura regular ou irregular, sendo que todas as estruturas podem ser estudadas com as análises dinâmicas, reservando-se a análise estática com forças equivalentes, para as estruturas regulares, que não apresentem mais de 45m de altura e para estruturas com paredes de alvenaria com menos de 15m de altura, mesmo que estas sejam irregulares. A presença de irregularidades estruturais condiciona também o coeficiente de comportamento, devendo o seu valor ser reduzido em 25%, no caso de estruturas irregulares.

### **3.8. Norma Brasileira – NBR 02:122.15-001**

Embora o Brasil seja um país com sismicidade baixa, apresenta algumas zonas onde a acção sísmica não pode ser ignorada (Santos e Lima 2008). Assim, surge em 2006 a norma brasileira (ABNT 2006), que indica considerações gerais a serem adoptadas no dimensionamento sísmico de estruturas. Como requisito geral, todas as estruturas devem resistir aos estados limites últimos, devendo ser também verificados os estados limites de utilização, normalmente caracterizados por deslocamentos excessivos.

A configuração estrutural deve ser classificada, para efeitos de análise, em regular ou irregular. Tratando-se de uma estrutura irregular, esta pode apresentar irregularidades em planta e em altura, sendo previstos três tipos de irregularidades em planta e dois em altura. As irregularidades em altura do tipo 1 correspondem à irregularidade de torção, que tem em conta o facto do deslocamento relativo de um piso numa extremidade da estrutura ser maior do que a média dos deslocamentos relativos do piso nas duas extremidades. No entanto, este requisito não se aplica quando um diafragma for considerado flexível, ou seja, quando a deformação horizontal máxima ultrapassar o dobro da média dos deslocamentos relativos da estrutura. A irregularidade em planta do tipo 2 está relacionada com as descontinuidades em planta dos sistemas de resistência sísmica. A irregularidade em planta do tipo 3 é considerada quando os elementos verticais do sistema resistente não são paralelos ou simétricos em relação aos eixos ortogonais principais deste sistema.

Em relação aos tipos de irregularidades em altura, uma estrutura que apresente irregularidade vertical do tipo 4 é aquela que apresenta descontinuidades na vertical na trajectória de resistência sísmica. As estruturas com irregularidades verticais do tipo 5 são as que contêm um piso com resistência bastante inferior ao que está imediatamente acima.

A norma apresenta um parâmetro relacionado com a limitação do deslocamento relativo entre pisos (*drift*), atribuído consoante a categoria de utilização da estrutura. A contabilização deste parâmetro permite determinar a necessidade de serem considerados os efeitos de segunda ordem nos esforços dos elementos estruturais, quando se trata de uma análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes. A norma permite a aplicação, separadamente, das forças em duas direcções ortogonais, sem considerar a sobreposição dos efeitos das duas direcções. No entanto, para estruturas que apresentem irregularidades estruturais ao nível de simetria dos elementos resistentes verticais, a acção considerada em cada direcção é a prevista, acrescida de 30% da acção na direcção perpendicular.

A análise sísmica a efectuar em cada caso é determinada por todos os critérios acima referidos, estando previstos os seguintes métodos:

- Método das forças horizontais equivalentes;
- Análise espectral;
- Análises dinâmicas no domínio do tempo.

A norma brasileira não apresenta quaisquer condicionalismos em relação à aplicação dos métodos de análise sísmica referidos.

### **3.9. Norma Indiana – Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures**

A norma indiana (BIS 2002) inicia a abordagem sísmica das estruturas com a divisão do país em zonas, sendo atribuído, a cada uma delas, um coeficiente que afectará a acção sísmica a considerar para cada zona.

Com o objectivo de facultar alguma informação a quem a utiliza, a referida norma apresenta um capítulo inicial apenas com significados de matérias relacionadas com a sísmica e com a dinâmica das estruturas, permitindo uma rápida compreensão e consulta desses temas.

Para que uma estrutura apresente um comportamento sísmico adequado, deve respeitar alguns princípios básicos de concepção estrutural como regularidade, simplicidade, adequada rigidez, ductilidade, resistência e ainda uma distribuição de massa e de rigidez adequadas.

No caso de uma estrutura não respeitar os critérios de regularidade acima referidos, é considerada irregular, sendo apresentados na norma em estudo, alguns critérios de irregularidade em planta e em altura. Salientam-se as seguintes irregularidades em planta:

- Irregularidade de torção – considerada quando os diafragmas são rígidos no seu plano, verificando-se quando o máximo *drift* calculado com a excentricidade de projecto na extremidade de uma estrutura, perpendicular a um eixo, é maior do que 1.2 vezes a média dos *drifts* nas duas extremidades;
- Irregularidade devido à existência de reentrâncias – verificada quando a dimensão das reentrâncias é superior a 15% da dimensão em planta na direcção considerada;
- Diafragmas descontínuos – verificados quando existem aberturas com área superior a 50% da área do diafragma, ou quando existem variações de rigidez entre pisos em mais de 50%;
- Presença de avanços – originando descontinuidades nos sistemas resistentes.

No respeitante às irregularidades estruturais em altura, a norma considera as seguintes:

- Irregularidades de rigidez – sendo especificados dois graus de irregularidade de rigidez: um menos gravoso, no qual a rigidez de um piso é inferior a 70% da rigidez do piso acima ou é menor que 80% da rigidez média dos três pisos acima e um segundo grau de irregularidade, mais gravoso, em que a rigidez do piso é inferior a 60% da rigidez do piso acima ou inferior a 70% da rigidez média dos três pisos acima;
- Irregularidade de massa – verificada quando a massa de um piso é 200% superior à massa dos pisos adjacentes;
- Irregularidades verticais de geometria – consideradas quando a dimensão em planta do sistema resistente a forças horizontais num determinado piso é superior a 150% da dimensão em planta do sistema resistente nos pisos adjacentes;
- Irregularidade de capacidade – traduzida na existência de um piso fraco, ou seja, um piso com uma capacidade resistente menor que 80% da capacidade do piso acima.

A presença de irregularidades condiciona o tipo de abordagem sísmica a efectuar, devendo esta ser a que mais se ajusta às características da estrutura. A acção sísmica deve ser considerada, separadamente, em cada direcção ortogonal, sempre que a estrutura tenha

elementos resistentes a solicitações laterais nas duas direcções. No caso de existirem elementos resistentes noutras direcções, a acção sísmica deve ser aplicada mediante a combinação indicada na norma.

De acordo com a necessidade de um edifício se manter operacional após a ocorrência de um sismo, é apresentado um factor de importância, variando o seu valor entre 1.0 para estruturas correntes e 1.5 para estruturas prioritárias.

### **3.10. Norma Neozelandesa – NZS 1170.5**

A norma neozelandesa (CSNZ 2004) inicia a abordagem à temática da sísmica, pela caracterização do risco sísmico associado a cada zona do país.

Qualquer estrutura é considerada irregular, desde que verifique um dos critérios de irregularidade presentes na norma. As irregularidades estruturais encontram-se diferenciadas em irregularidades em altura e planta. As irregularidades em altura indicadas pela norma são:

- Irregularidade de massa – verificada quando a massa de um piso excede 150% da massa do piso adjacente;
- Irregularidades de rigidez – presentes quando a rigidez lateral de um piso é inferior a 70% da rigidez dos pisos adjacentes ou inferior a 80% da rigidez média dos três pisos adjacentes;
- Irregularidades na capacidade de carga – traduzidas na existência de um piso fraco quando a capacidade de um piso é menor do que 90% da capacidade do piso acima;
- Irregularidades ao nível da geometria – verificadas quando a soma da dimensão horizontal dos elementos resistentes verticais na direcção considerada, em qualquer piso, for superior a 130% do piso adjacente.

As irregularidades em planta estão relacionadas com:

- Irregularidades de torção - consideradas quando o quociente entre o deslocamento máximo do piso, medido num ponto de extremidade, e a média dos deslocamentos do mesmo piso for superior a 1.4;
- Presença de recuados ou avançados – considerada irregularidade quando o valor médio da tangente do ângulo formado pela vertical com a dimensão do avançado, for superior, no caso de vários pilares afectados, a 0.1; na situação em que apenas um pilar é afectado pelo avançado ou recuado, considera-se irregularidade se o quociente

entre a dimensão do avançado e a altura do piso for superior a 0.4; quando ao nível do piso existirem paredes resistentes, a avaliação deste tipo de irregularidade é feita de acordo com o referido para os pilares.

O método de análise sísmica é condicionado pela presença de irregularidades sendo o método das forças equivalentes indicado apenas para estruturas regulares.

### **3.11. *Guideline* Canadiana – *Guidelines* for Seismic Evaluation of Existing Buildings**

Embora as *guidelines* não tenham um carácter normativo, optou-se pela introdução da *guideline* canadiana (NRCC 1993), por se tratar de um documento cuja base de trabalho são as normas sísmicas canadianas, contribuindo assim para o conhecimento das considerações sísmicas no referido país, no domínio das irregularidades estruturais.

A abordagem aos sistemas construtivos é iniciada pela apresentação de algumas características de regularidade, como são exemplo os caminhos de carga e a redundância dos elementos resistentes, seguindo-se a temática das irregularidades estruturais. As estruturas podem ser diferenciadas em irregulares em planta ou em altura. As irregularidades em altura presentes na *guideline* são:

- Presença de um piso fraco – verificado quando a capacidade resistente de um piso é inferior a 80% da capacidade resistente do piso acima;
- Presença de um piso vazio – verificado quando a rigidez lateral de um piso é menor do que 70% da rigidez do piso acima ou menor do que 80% da média de rigidez dos três pisos acima, podendo originar o mecanismo de *soft-storey*;
- Irregularidades na configuração geométrica – verificadas quando a dimensão dos recuados ou avançados for superior a 30% da dimensão em planta do piso adjacente;
- Irregularidades de massa – verificadas quando a massa de um piso for superior a 150% da massa dos pisos adjacentes;
- Descontinuidades ao nível dos elementos resistentes.

As irregularidades em planta referidas pela *guideline* estão relacionadas com a configuração dos diafragmas e com problemas de torção:

- Irregularidades de torção – verificadas sempre que a excentricidade entre o centro de rigidez e o centro de massa for maior que 20% da largura da estrutura na sua maior dimensão em planta.

No respeitante à escolha da metodologia de análise sísmica, deverá ser tida em consideração a presença de irregularidades estruturais, uma vez que a análise simplificada, com recurso ao método das forças equivalentes, deve apenas ser utilizada em estruturas regulares. Para estruturas irregulares a análise sísmica deverá ser uma análise dinâmica.

### 3.12. Norma Japonesa

Não existindo uma tradução oficial desta norma para a língua inglesa, optou-se pela apresentação de alguns comentários com base em trabalhos desenvolvidos neste domínio.

A referência às irregularidades estruturais surge com a introdução do novo código sísmico japonês em 1977 (Whittaker *et al.* 1998). Uma vez que um edifício pode apresentar uma configuração regular ou irregular, em qualquer piso, segundo Otani (2000) a norma sísmica japonesa para edifícios apresenta um factor de forma, cujo objectivo é aumentar o grau de exigência em termos de resistência, para uma estrutura que apresente uma distribuição irregular de rigidez ao longo da altura do edifício e uma elevada excentricidade no plano, entre o centro de massa e o centro de rigidez. O valor do factor de configuração varia entre 1.0 para estruturas regulares e 1.5 para estruturas irregulares. Segundo Kuramoto (2006) o factor de forma referido resulta da multiplicação de dois outros factores, dependentes da distribuição de rigidez em altura e da excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez. O factor dependente da distribuição de rigidez está condicionado pela rigidez dos pisos e a sua grandeza é controlada pelo cálculo do *drift* entre pisos. Por seu lado, o factor dependente da excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez, como o próprio nome indica, está condicionado pela distância entre o centro de massa e o centro de rigidez.

No âmbito dos trabalhos referidos não existe informação acerca das metodologias de análise sísmica, bem como da influência das irregularidades estruturais no tipo de análise.

### 3.13. Análise comparativa

O princípio da definição de zonas sísmicas a partir de estudos de sismicidade efectuados nos diversos locais, é um aspecto positivo a realçar em todas as normas apresentadas, permitindo



a quem projecta proceder a uma análise mais rigorosa, possibilitando a obtenção de estruturas com secções de elementos mais adequadas às solicitações. Subjacente à definição das zonas sísmicas está a caracterização do tipo de solo dos diversos locais, através da qual são definidas diferentes características do tipo de resposta que a estrutura pode apresentar.

Ao analisar o conjunto de normas sísmicas referidas, verifica-se que o conteúdo é idêntico em todas elas, estando a principal diferença relacionada com os limites de regularidade, os quais, como será perceptível, dependem da localização geográfica do país. A norma europeia, apresenta-se bem estruturada, de fácil percepção e utilização, como devem ser características de documentos que visam estabelecer uma abordagem uniforme e idêntica num determinado grupo de países. Os critérios de regularidade por ela apresentados aproximam-se dos referidos nas restantes normas; no entanto, existem alguns parâmetros que necessitam de ser limitados, como é o caso da variação de rigidez entre pisos, para a qual não está apresentado qualquer limite.

Importa salientar o facto de apenas as normas turca e indiana e a *guideline* canadiana fazerem referência à presença de pisos vazados (*soft-storey*) nos edifícios, sendo a norma indiana a que aborda, mais exaustivamente, o referido fenómeno.

O coeficiente de comportamento é de todas as variáveis analisadas, aquele que apresenta maior discrepância em termos de afectação do seu valor aquando da presença de irregularidades estruturais. Para a norma indiana e para a brasileira, a presença de irregularidades estruturais não condiciona o valor do coeficiente de comportamento. Já para as normas europeia, italiana e turca, apenas as irregularidades em altura condicionam o coeficiente de comportamento, propondo uma redução do seu valor. A norma mexicana e a norma peruana surgem no grupo de normas para as quais apenas a presença de irregularidades condiciona o valor do coeficiente. Por fim a norma neozelandesa e a *guideline* canadiana não apresentam nenhuma referência sobre o coeficiente de comportamento.

Das normas analisadas a que propõe uma maior redução no valor do coeficiente de comportamento é a norma mexicana.

Na Tabela 4 apresenta-se um resumo do valor de redução para o referido coeficiente, tendo por base o descrito nas normas analisadas. A ausência de informação sobre a norma japonesa na referida tabela, está relacionada com a inexistência de uma versão da norma traduzida, integralmente, para inglês.

Tabela 4 – Reduções previstas para o coeficiente de comportamento.

Norma	Coeficiente de comportamento
Europeia	20 % de redução aquando da presença de irregularidades em altura
Portuguesa	Não refere a percentagem de redução
Italiana	20% de redução aquando da presença de irregularidades em altura
Turca	Até 25% de redução aquando da presença de irregularidades em altura
Mexicana	Até 30% de redução para estruturas fortemente irregulares
Peruana	25% de redução para todas as estruturas irregulares
Brasileira	Não depende das irregularidades estruturais
Indiana	Não depende das irregularidades estruturais
Neozelandesa	Não faz referência
Canadiana	Não faz referência

A norma portuguesa e a norma brasileira destacam-se pela simplicidade com que abordam os temas das irregularidades estruturais. No entanto, existe uma ressalva a fazer relacionada com o seu tempo de existência. Quando a norma portuguesa foi pensada e elaborada, o conhecimento sísmico e a ciência não revelavam o grau de desenvolvimento verificado actualmente. A norma brasileira, por seu lado, além de apresentar uma abordagem bastante simplificada das irregularidades estruturais, possui algumas lacunas de informação, não fazendo referência a um considerável número de critérios de irregularidade abordados nas restantes normas.

Ressalva-se que a abordagem efectuada para a norma sísmica japonesa, quando comparada com a realizada para as outras normas sísmicas, se encontra bastante incompleta. Tal facto deve-se à escassa informação traduzida para inglês, o que condicionou o desenvolvimento da análise da referida norma. Contudo, considerou-se importante que, num estudo comparativo de aspectos regulamentares em normas sísmicas, fosse feita referência também às normas japonesas por se tratar de um país pioneiro no desenvolvimento de construções sismo-resistentes.

Salienta-se o facto de que em todas as normas, as irregularidades estruturais são referenciadas como elementos chave para o conhecimento do tipo de análise a efectuar nas estruturas, bem como do tipo de modelo a utilizar. Do estudo das normas verifica-se que os princípios utilizados são os mesmos e passam, de uma forma resumida, por definição de zonas sísmicas, caracterização dos solos e avaliação com critérios de identificação de

irregularidades. Conjugando os critérios referidos conclui-se acerca do tipo de análise a efectuar, podendo ser dos seguintes tipos:

- Análises lineares estáticas e dinâmicas;
- Análises não lineares estáticas e dinâmicas.

As análises lineares estáticas são as preferidas para estruturas correntes, devido à sua simplicidade e ao facto dos resultados obtidos, após correcção com coeficientes de comportamento, permitirem um conhecimento da resposta da estrutura, suficiente para o seu dimensionamento. A análise não linear estática permite conhecer a curva de capacidade resistente, fornecendo informações acerca do comportamento em regime não linear da estrutura, o deslocamento de cedência, rigidez inicial e resistência total (Bento *et al.* 2004). Os resultados deste tipo de análise são influenciados pela presença de irregularidades estruturais (Diotallevi *et al.* 2008), tornando-se recomendável, no caso de estruturas mais complexas, com determinadas irregularidades e em locais com maior risco sísmico, uma análise não linear dinâmica, pois só assim se poderá conhecer o real comportamento das estruturas.

Importa também referir que nem sempre a análise não linear estática conduz a resultados mais conservadores, como verificou Magliulo *et al.* (2008), obtendo, para edifícios existentes com irregularidades em planta, resultados mais conservadores com análise não linear dinâmica. Além do tipo de análise a efectuar, deve haver também alguma preocupação na escolha do modelo para simular o comportamento não linear das estruturas, pois só assim se consegue, com aceitável realismo, estimar o comportamento não linear. A principal dificuldade, associada aos modelos de comportamento, prende-se com a sua calibração, nomeadamente no que se refere às modificações das funções de forma cinemáticas da formulação clássica de rigidez (Arêde 1997).

Na Tabela 5 apresenta-se uma síntese dos critérios de regularidade abordados pelas normas analisadas. Na primeira tabela são expostos os critérios de regularidade de acordo com a distribuição de massa em altura, presença de pisos vazados, presença de pisos fracos e diafragmas rígidos. A segunda tabela dá continuidade à apresentação dos critérios de regularidade de um edifício, designadamente presença de recuados ou avançados, simetria dos elementos resistentes e variação de rigidez. Tal como referido, uma vez que não existe uma tradução oficial da norma japonesa, não foi possível completar as tabelas com informação advinda dessa norma.

Tabela 5 – Parâmetros que afectam a regularidade de um edifício de acordo com as normas analisadas.

Norma	Distribuição de massa em altura	Presença de pisos vazados	Presença de pisos fracos	Diafragmas rígidos
Europeia	Faz referência	Não faz referência	Não faz referência	Faz referência
Portuguesa	Faz referência	Não faz referência	Não faz referência	Faz referência
Italiana	Menos de 25% de variação	Não faz referência	Menos de 20% de variação de resistência entre pisos	Faz referência
Turca	Não faz referência	Faz referência	Menos de 20% de variação da área de corte entre pisos	Não faz referência
Mexicana	Menos de 10% de variação entre pisos	Não faz referência	Menos de 50% de variação de resistência ao corte entre pisos	Faz referência
Peruana	Menos de 50% de variação	Não faz referência	Menos de 15% de variação do somatório das secções dos elementos verticais resistentes	Faz referência
Brasileira	Não faz referência	Não faz referência	Menos de 35% de variação de resistência ao corte em relação ao piso seguinte	Todos os que não apresentem irregularidades em planta
Indiana	Menos de 100% de variação	Faz referência	Menos de 20% de variação de resistência ao corte entre pisos	Faz referência
Neozelandesa	Menos de 50% de variação	Não faz referência	Menos de 30% de variação de resistência ao corte; ou menos de 20% de variação em relação à média dos 3 pisos adjacentes	Faz referência
Canadiana	Menos de 50% de variação	Faz referência	Menos de 20% de variação da capacidade resistente	Faz referência

Tabela 5 – Parâmetros que afectam a regularidade de um edifício de acordo com as normas analisadas (continuação).

Norma	Presença de recuados ou avançados	Simetria dos elementos resistentes	Variação de rigidez
Europeia	Menos de 20% de variação entre pisos	Faz referência	Faz referência
Portuguesa	Não faz referência	Faz referência	Faz referência
Italiana	Menos de 25% da dimensão da estrutura na direcção considerada	Faz referência	Menos de 30% de variação entre pisos
Turca	Menos de 20% da dimensão da estrutura na direcção considerada	Não faz referência	Quociente entre <i>drifts</i> médios de pisos adjacentes menor que 1.5
Mexicana	Menos de 20% da dimensão da estrutura na direcção considerada	Faz referência	Menos de 50% de variação entre pisos
Peruana	Menos de 20% da dimensão da estrutura na direcção considerada	Faz referência	Menos de 15% de variação do somatório das secções dos elementos verticais resistentes
Brasileira	Não faz referência	Faz referência	Não faz referência
Indiana	Menos de 15% da dimensão da estrutura considerada	Faz referência	Menos de 40% de variação
Neozelandesa	Faz referência	Não faz referência	Menos de 30% de variação
Canadiana	Menos de 30% da dimensão da estrutura na direcção considerada	Faz referência	Menos de 30% de variação

No que respeita às metodologias de análise sísmica para análise de estruturas de edifícios, algumas das normas estudadas revelaram-se bastante ambíguas. Após uma observação cuidada de cada norma, apresenta-se na Tabela 6 uma proposta de síntese da interpretação das metodologias de análise sísmica. A referida tabela comparativa baseia-se nas indicações das normas. De referir ainda que, algumas normas não indicam explicitamente métodos de análise, nem avançam com restrições. No entanto, do estudo detalhado de cada norma foi possível deduzir a síntese das metodologias implicitamente abordadas em cada uma, em função da regularidade em planta e em altura das estruturas. Exceptuando as normas brasileira e mexicana, a análise sísmica com recurso ao método das forças equivalentes é considerada para estruturas regulares em planta e em altura, bem como para estruturas apenas regulares em altura. Em relação às restantes metodologias, as normas não referem especificamente o âmbito de aplicação, no entanto pressupõe-se que devam ser utilizadas em estruturas que não respeitem as características de regularidade referidas anteriormente.

Tabela 6 - Consequência da regularidade estrutural na análise de estruturas de acordo com as normas sísmicas analisadas.

Regularidade				
Norma	Regular em planta e em altura	Regular em planta e irregular em altura	Irregular em planta e regular em altura	Irregular em planta e em altura
Europeia	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal
Portuguesa	Forças equivalentes	Análise dinâmica plana	Forças equivalentes	Análise dinâmica tridimensional
Italiana	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal
Turca	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal Análise no domínio do tempo		
Mexicana	Método simplificado	Método das forças equivalentes Análise dinâmica modal		
Peruana	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal Histórico de acelerações no tempo		
Brasileira	Forças equivalentes Análise espectral Histórico de acelerações no tempo			
Indiana	Forças equivalentes	Análise espectral Histórico de acelerações no tempo		
Neozelandesa	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal Histórico de acelerações no tempo		
Canadiana	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal		

### 3.14. Comentários finais

Com o objectivo de conhecer a relevância atribuída pelas normas sísmicas à temática das irregularidades, procedeu-se a uma análise regulamentar de normas sísmicas no domínio referido. Como seria previsível, nem todas apresentam o mesmo grau de desenvolvimento e abordagem do tema, no entanto, a primeira conclusão que se pode retirar da análise feita é que as normas sísmicas abordam a temática das irregularidades estruturais.

Os critérios de regularidade e irregularidade são comuns a todas as normas, variando os limites permitidos, uma vez que estes estão relacionados com a actividade sísmica a que o

país poderá estar sujeito, no entanto, como é possível observar nas tabelas de comparação das normas, algumas apresentam-se bastante incompletas.

A consequência da presença de irregularidades estruturais está relacionada com a metodologia de análise sísmica a realizar, embora nem todas as normas analisadas definam explicitamente qual a análise a desenvolver.

Em suma, salienta-se o facto de a temática das irregularidades estruturais assumir, ao nível das normas sísmicas, um papel preponderante para o conhecimento da análise sísmica a realizar e do tipo de modelo numérico mais apropriado às características da estrutura.

## **4. ENSAIOS SOBRE UM EDIFÍCIO À ESCALA REAL – PROJECTO SPEAR**

### **4.1. Introdução**

Com o objectivo de analisar diferentes estratégias de modelação na representação do comportamento de estruturas irregulares de betão armado, optou-se pelo estudo do edifício do projecto europeu SPEAR (*Seismic Performance Assessment and Rehabilitation*), cujo objectivo principal foi o de estudar o comportamento de uma estrutura irregular de betão armado, típica do mediterrâneo dos anos 70. A irregularidade em planta é a que se apresenta como mais condicionante na resposta sísmica da estrutura, uma vez que origina problemas de torção, sendo necessária uma abordagem mais cuidadosa. Neste ponto da dissertação será feita uma apresentação do caso de estudo escolhido para aplicação dos modelos numéricos, apresentando-se uma descrição geral da estrutura, propriedades dos materiais, geometria, condições de ensaio e carregamentos. Será feita também uma breve descrição do ensaio pseudo-dinâmico, referindo-se as principais características deste tipo de ensaio. A finalizar, será apresentada alguma informação relevante acerca dos danos registados nos ensaios.

### **4.2. Descrição da estrutura**

O edifício escolhido para abordar diferentes metodologias de modelação foi o edifício SPEAR (*Seismic Performance Assessment and Rehabilitation*), parte integrante de um projecto europeu que visa avaliar as implicações de alguns tipos de irregularidades no comportamento sísmico de estruturas de uma determinada época. O edifício SPEAR é constituído por três pisos, característica da construção antiga na Grécia e na região Mediterrânica, tendo sido projectado sem dimensionamento sísmico específico. A estrutura foi apenas dimensionada para acções gravíticas utilizando-se os regulamentos de betão armado em vigor na Grécia entre os anos de 1954 e 1995, assim como as práticas e materiais de construção utilizados neste país nos anos 70 (Molina *et al.* 2005).

Na Figura 12-a representa-se uma vista geral da estrutura. Trata-se de um edifício irregular em planta e regular em altura, com uma altura entre pisos de 3m, e uma altura livre de 2.5m (ver Figura 12-b). Os pilares são esbeltos e quadrados, à excepção do pilar



rectangular (C6), colocado estrategicamente de forma a provocar uma excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez, agravando assim os problemas de torção da estrutura. O pilar C6, (ver Figura 13-b), apresenta uma secção de  $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$ , enquanto os restantes pilares apresentam uma secção corrente de  $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$  (ver Figura 13-a).

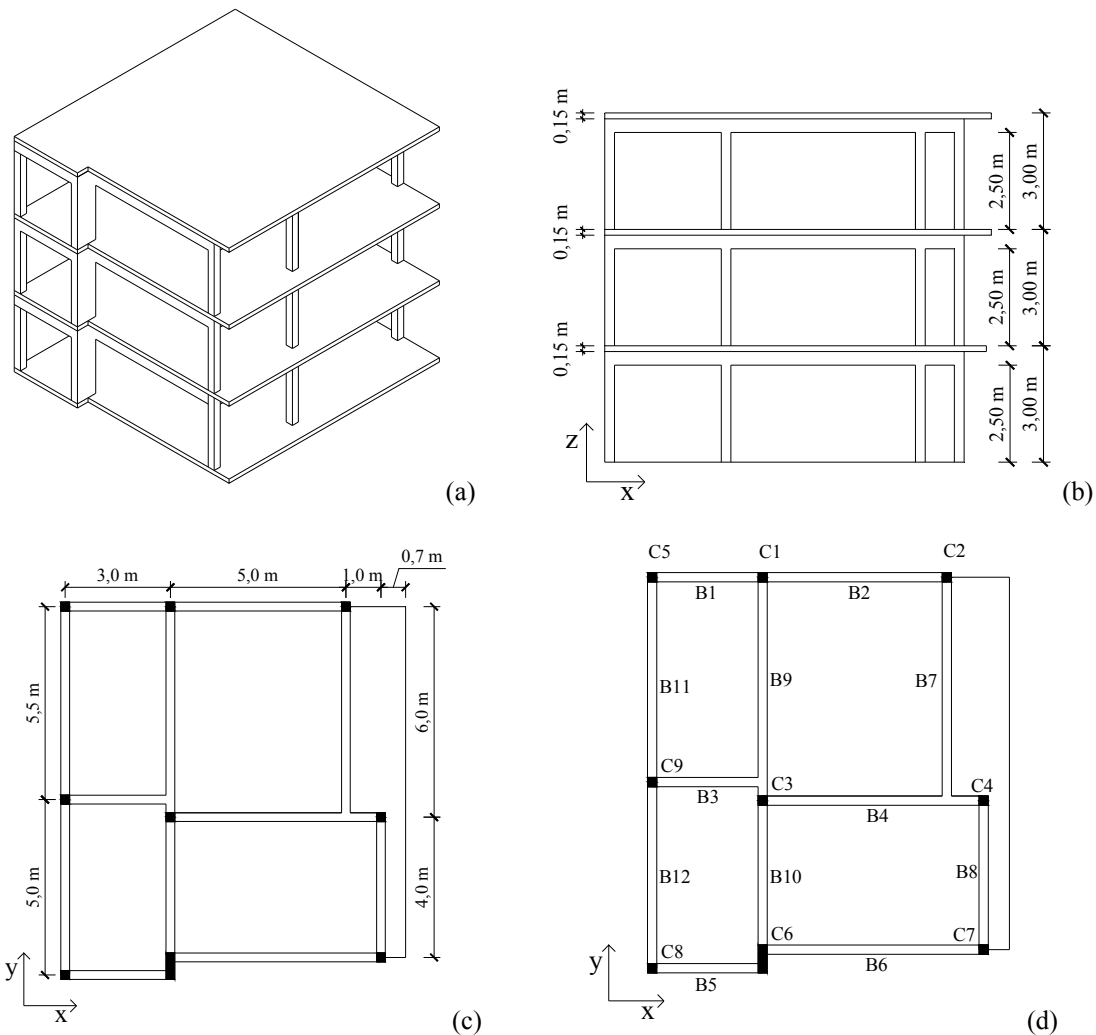


Figura 12 – Apresentação do edifício: (a) vista 3D da estrutura de ensaio; (b) vista lateral da estrutura; (c) dimensões em planta (d) identificação dos pilares e das vigas.

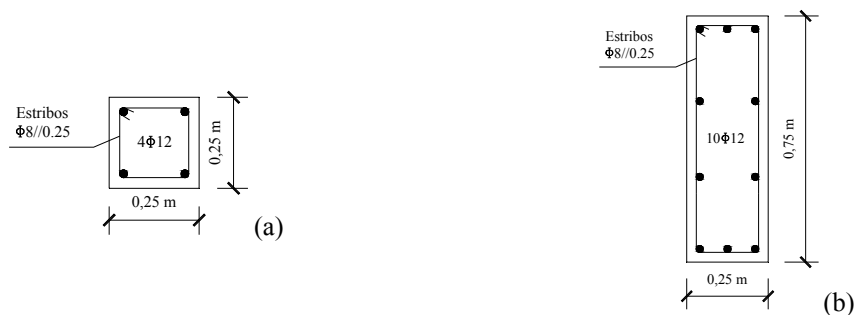


Figura 13 – Pilares: (a) secção tipo dos pilares quadrados (C1-5; C7-9); (b) secção do pilar rectangular (C6).

As lajes são maciças e apresentam uma espessura de 0.15m. A armadura das lajes é composta por varões lisos de aço com 8mm de diâmetro e um espaçamento de 0.2m. As cargas de dimensionamento das lajes foram  $0.5\text{kN/m}^2$  para acabamentos e  $2\text{kN/m}^2$  para a sobrecarga de utilização (Fardis 2002). Com o objectivo de garantir uma distribuição uniforme da solicitação por todo o piso, foram construídos elementos de ligação dos actuadores à estrutura (ver Figura 14).

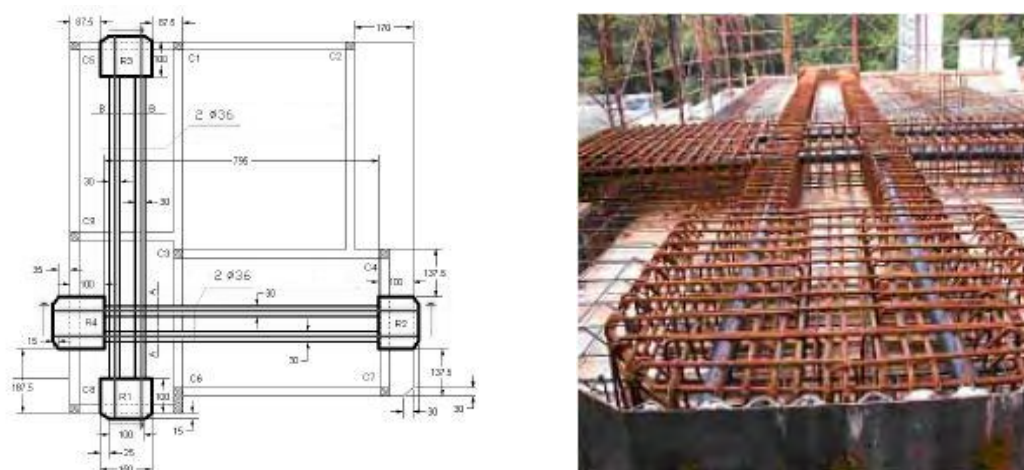


Figura 14 – Elementos de ligação dos actuadores nos pisos (Jeong e Elnashai 2004a).

As vigas apresentam uma altura de 0.50m. A armadura é composta por varões lisos de aço, com diâmetro de 12mm, havendo, no entanto, algumas vigas (B4, B7 e B9) que, por estarem mais solicitadas, são constituídas por varões lisos de aço com 20mm de diâmetro. Na Figura 15 ilustra-se um desenho tipo da armadura das vigas.

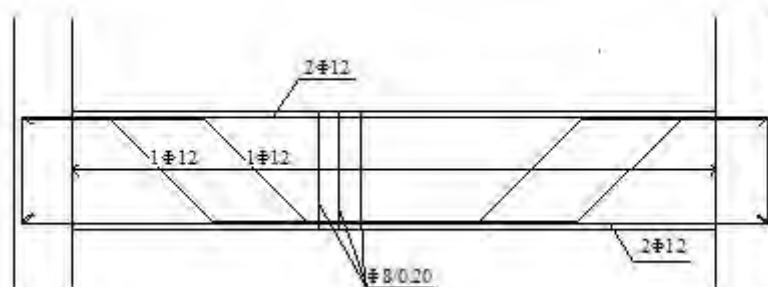


Figura 15 – Pormenor da armadura nas vigas, adaptado de Fardis (2002).

Dadas as características da estrutura, pode concluir-se que possui algumas fragilidades do ponto de vista estrutural, cuja influência está patente na resposta sísmica da mesma. As principais fragilidades da estrutura são: a utilização de armadura lisa, favorável ao aparecimento do fenómeno de escorregamento, diminuindo a propagação do dano ao longo dos elementos; pilares esbeltos, característicos de estruturas sem capacidade resistente a

solicitações horizontais; existência de duas vigas (B3 e B7) a descarregar directamente em outras vigas; armadura de esforço transversal com espaçamento considerável, diminuindo a capacidade de confinamento do betão; ausência de dimensionamento sísmico; inexistência de armadura de esforço transversal nas zonas de formação de potenciais rótulas plásticas; irregularidade em planta; irregularidade de rigidez devido ao pilar rectangular, provocando uma excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez; aproveitamento de alguma armadura de momentos negativos, para resistir a momentos positivos.

### 4.3. Propriedades dos materiais

No projecto da estrutura do edifício foram admitidas determinadas propriedades para os materiais, apresentadas na Tabela 7, sendo posteriormente verificadas através da realização de ensaios experimentais em amostras retiradas da mesma. Admitiu-se para o betão uma tensão máxima de compressão de 25MPa. Durante a fase de construção foram realizados ensaios de compressão em cubos, tendo sido retiradas amostras nos elementos estruturais por piso. As propriedades médias do betão obtidas nos ensaios apresentam-se na Tabela 7. Foi utilizado aço liso para a construção da estrutura, sendo a tensão de cedência admitida no projecto 300MPa e o módulo de elasticidade 206GPa. Para cada diâmetro de varão de aço foram realizados ensaios experimentais, estando os valores médios apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Propriedades de projecto e experimentais dos materiais (Balsamo *et al.* 2005).

Piso	Elemento	Betão		Aço		
		Valor nominal $f_c$ (MPa)	Valor experimental $f_c$ (MPa)	Diâmetro do varão (mm)	Valor nominal $f_y$ (MPa)	Valor experimental $f_y$ (MPa)
1	Pilar	25	24.73	8	300	358
2	Pilar	25	26.70	12	300	327
3	Pilar	25	25.32	20	300	321

### 4.4. Massas adicionais

Ao desenvolver-se um ensaio numa estrutura à escala real, em laboratório, verifica-se uma discrepância entre os carregamentos utilizados na concepção do projecto da estrutura e aqueles a que o modelo está sujeito em laboratório depois de construído. De forma a reproduzir as condições de utilização da estrutura recorreu-se a depósitos com água (Molina *et al.* 2005), posicionados de maneira a que o centro de massa dos depósitos coincidisse com o centro de massa da laje, para que o esforço axial nos pilares fosse o mesmo que o provocado por uma carga uniformemente distribuída (ver Figura 16). O peso de água em cada depósito

foi determinado pela multiplicação da área da laje pelo valor das cargas gravíticas de projecto,  $1.1\text{kN/m}^2$ .

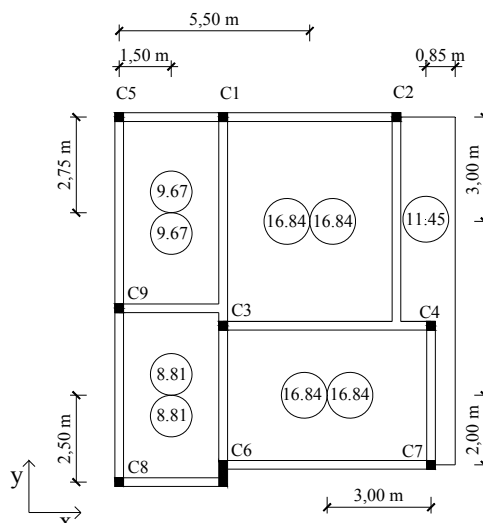


Figura 16 – Localização das massas adicionais e respectivo peso em kN.

#### 4.5. Ensaio pseudo-dinâmico

Neste ponto pretende-se apresentar, em linhas gerais, o ensaio experimental realizado, tendo por base o disposto em Balsamo *et al.* (2005). Uma descrição mais detalhada do ensaio e da abordagem matemática pode ser encontrada em Molina *et al.* (2005). O ensaio pseudo-dinâmico bidireccional consiste na aplicação simultânea das componentes longitudinal e transversal de um sismo a uma estrutura, contribuindo para um aumento considerável de complexidade, quando comparado com o ensaio pseudo-dinâmico unidireccional, tornando-se necessária a aplicação de quatro actuadores em cada piso da estrutura (ver Figura 17). A resposta horizontal da estrutura é conseguida através de um sistema generalista de três graus de liberdade por piso, duas translações e uma rotação. Assumindo a hipótese de que os pisos se comportam como pisos rígidos, o movimento horizontal da estrutura é completamente descrito por deslocamentos generalizados, cujas equações derivam da aplicação do Princípio D'Alembert, no qual a massa da estrutura pode ser assumida como concentrada ao nível de cada piso.

Neste tipo de ensaios o sistema de equações de movimento para um edifício com vários pisos pode ser generalizado como:

$$MA + CV + R = F \quad (3)$$

Em que:  $C$  é a matriz de amortecimento viscoso,  $V$  representa o vector das velocidades relativas e  $F$  o vector de forças exteriores. Para materiais, como o aço ou o betão, grande parte do amortecimento corresponde a amortecimento histerético, incluído nas forças de restituição  $R$ , pelo que a matriz de amortecimento viscoso  $C$  deve ser nula (Molina *et al.* 2005).

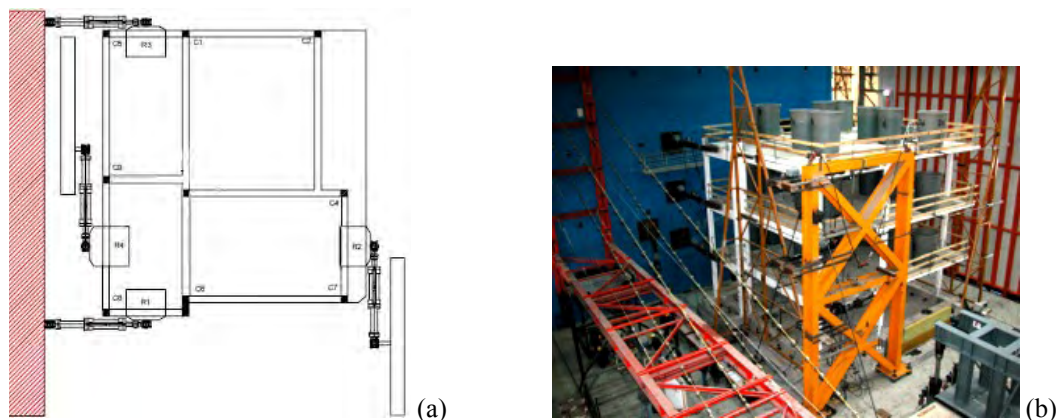


Figura 17 – Ensaio: (a) esquema dos actuadores ao nível dos pisos (Mola e Negro 2005); (b) estrutura preparada para ensaiar (Molina *et al.* 2005).

Tratando-se de um ensaio pseudo-dinâmico, existem alguns fenómenos que podem condicionar os resultados experimentais da resposta da estrutura, e cuja influência não é de fácil percepção nos modelos numéricos. Salientam-se os seguintes:

- Rigidificação da estrutura – as condições de realização do ensaio pseudo-dinâmico, podem conferir à estrutura uma rigidez adicional;
- *Strain-rate effect* – maiores plastificações, deformações e forças de corte devido à forma como o ensaio é efectuado. O facto de se tratar de um ensaio lento leva a que os actuadores permaneçam alguns momentos adicionais em determinados instantes, designadamente nos picos de solicitação, provocando maiores deformações e níveis de esforço;
- Amortecimento adicional – os próprios actuadores introduzem na estrutura algum amortecimento viscoso adicional.

O recurso a este tipo de ensaio permite que sejam desenvolvidos projectos e estudos em estruturas à escala real, obtendo-se relativa qualidade nos resultados, porém com menor rigor ao nível do efeito sísmico, quando comparado com o ensaio realizado numa mesa sísmica, dado que o desenvolvimento lento do processo de ensaio não corresponde à rapidez com que um sismo solicita uma estrutura.

## 4.6. Acção sísmica

A estrutura foi sujeita a três diferentes rondas de ensaios pseudo-dinâmicos, sendo a primeira realizada sobre a estrutura original e as restantes duas sobre a estrutura reforçada. Nesta dissertação aborda-se apenas o ensaio sobre a estrutura original.

Os ensaios pseudo-dinâmicos consistiram na aplicação de três sismos com intensidade crescente. O primeiro de 0.02g, designado por ensaio de controlo, teve como objectivo determinar as propriedades iniciais da estrutura, designadamente frequências próprias, modos de vibração e rigidez inicial. Os dois sismos seguintes, 0.15g e 0.20g, permitiram estudar o comportamento dinâmico da estrutura em regime não-linear.

## 4.7. Danos observados nos ensaios











Os registos dos danos ocorridos devido aos ensaios experimentais foram feitos tendo por base uma inspecção visual da estrutura após cada ocorrência sísmica. O sismo com 0.15g de intensidade apenas provocou pequenos danos no topo dos pilares do piso 2. Após o sismo de 0.20g de intensidade verificou-se que a amplitude da abertura das fendas registadas no sismo anterior aumentou consideravelmente, e houve ainda uma propagação generalizada de fendas, sempre na zona dos nós viga-pilar, em todos os pilares, por se tratar da zona de formação de rótulas plásticas (Jeong e Elnashai 2004a).

Ao nível do piso 2 verificou-se a presença do mecanismo de *soft-storey*, não previsto antes da realização do ensaio. Segundo Mola e Negro (2005), o *soft-storey* desenvolvido no referido piso não era de fácil previsão, nem mesmo com recurso a métodos convencionais de avaliação, nem com recurso a *software* de análise estrutural especialmente direccionado para análise dinâmica de estruturas tridimensionais. Ainda segundo o mesmo autor, é confirmada a influência dos modos de vibração mais elevados devido à irregularidade na resposta dinâmica da estrutura.

Apenas na viga B5 se registou o aparecimento de dano. As fissuras registadas foram induzidas pela elevada rigidez do pilar rectangular e pela proximidade do actuador.

Pretende-se, com a Tabela 8, ilustrar a evolução do dano registado em alguns pilares do piso 2 após o segundo e terceiro ensaios, de 0.15g e 0.20g respectivamente.

Tabela 8 – Evolução dos danos em alguns pilares do segundo piso: (a) sismo de 0.15g; (b) sismo (0.20g) (Jeong e Elnashai 2004a).

Actividade sísmica		
	0.15g	0.20g
Pilar C3	 (a)	 (b)
Pilar C4	 (a)	 (b)
Pilar C6	 (a)	 (b)
Pilar C7	 (a)	 (b)
Pilar C9	 (a)	 (b)

Devido às características do aço utilizado na construção do edifício, aço liso, o dano registado nos pilares concentra-se essencialmente junto ao nó, não havendo propagação do dano ao longo do elemento (ver Figura 18).



Figura 18 – Formação de rótulas plásticas na zona do nó de ligação viga-pilar (Jeong e Elnashai 2004a).

#### 4.8. Comentários finais

Procedeu-se ao estudo de uma campanha experimental realizada sobre uma estrutura irregular de betão armado sem dimensionamento sísmico, construída com técnicas e materiais dos anos 70, sujeita a sismos de intensidade crescente de maneira a que a resposta da estrutura fosse dada em regime não-linear. O comportamento sísmico da estrutura demonstrou um comportamento dominado pela presença das irregularidades, designadamente aparecimento do mecanismo de *soft-storey* e problemas de torção, consequência da excentricidade existente entre o centro de massa e o centro de rigidez. Os danos ocorridos localizam-se em pequenas zonas junto do nó de ligação viga-pilar, resultado da utilização de armadura lisa na estrutura.

A referida estrutura foi utilizada para aplicação de diferentes estratégias de modelação de elementos de betão armado, com o objectivo de concluir acerca da vantagem ou desvantagem da utilização de determinada metodologia de modelação em detrimento de outra, bem como da qualidade de resultados proporcionada por cada modelo.



## 5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS

### 5.1. Introdução

Com o objectivo de estudar diferentes estratégias de modelação na representação do comportamento tridimensional de estruturas irregulares de betão armado, em particular do edifício em estudo, foi utilizado o programa *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, plataforma aberta de análise não-linear de estruturas sujeitas a acção sísmica. Pretende-se, com a realização das modelações apresentadas neste capítulo, avaliar a qualidade dos resultados obtidos numericamente, quando comparados com os experimentais, e concluir acerca da vantagem ou não da utilização de modelos simplificados na modelação de elementos.

Foram adoptadas duas estratégias de modelação ao nível do elemento, plasticidade distribuída e plasticidade concentrada (rótulas plásticas), tendo sido estudados, para esta última, dois comprimentos possíveis de rótulas plásticas ( $0.40h$  e  $h$ ). Para cada estratégia de modelação ao nível do elemento foram adoptadas duas estratégias ao nível da secção, fibras e modelo simplificado com curvas momento-curvatura com aproximação trilinear.

Partindo-se de um modelo mais discretizado, considerando a não linearidade distribuída com fibras, desenvolveu-se o modelo numérico de fibras com plasticidade distribuída, aplicado ao edifício em estudo. O processo de calibração das propriedades dos materiais e dos demais aspectos da modelação foi realizado por comparação dos resultados numéricos com os experimentais, tendo as propriedades sido aplicadas directamente nos modelos seguintes.

Como referido, além do modelo de fibras com plasticidade distribuída foram estudadas outras estratégias de modelação numérica, como são exemplo o modelo de fibras com plasticidade concentrada (modelo de rótulas plásticas), o modelo simplificado com plasticidade distribuída e o modelo simplificado com plasticidade concentrada (modelo de rótulas plásticas), como visível no organigrama apresentado (ver Figura 19). Nos pontos seguintes será feita uma exposição do procedimento de modelação e calibração de todos os modelos numéricos aplicados ao edifício em estudo.

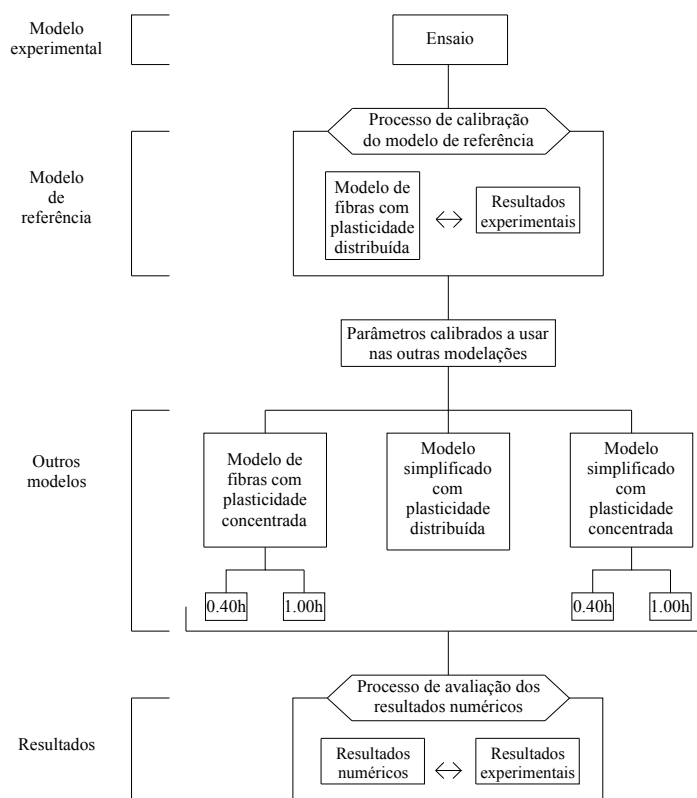


Figura 19 – Organograma do processo de modelação numérica desenvolvido.

## 5.2. Apresentação da ferramenta de análise estrutural utilizada - *OpenSees*

O programa *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)* (Mazzoni *et al.* 2007) foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, *Berkeley*, principalmente para apoiar a simulação sísmica, embora também contemple análise estática com regimes de controlo de forças e deslocamentos. Trata-se de um programa aberto, que usa como suporte a linguagem de programação C++, recorrendo ao Tcl *script* para construir os ficheiros de entrada com informação da geometria, carregamento, análises a executar e resultados que se pretendem retirar das mesmas. O facto de recorrer ao Tcl *script* para construir os ficheiros de entrada permite que cada parâmetro tenha o seu próprio ficheiro, evitando assim a construção de ficheiros muito extensos e exigentes do ponto de vista computacional.

A escolha deste programa para desenvolver os modelos numéricos pretendidos prende-se com o facto de, actualmente, no âmbito da Engenharia Sísmica, ser bastante utilizado a nível internacional na análise não linear dinâmica de estruturas, pelo facto de se tratar de um programa aberto, permitindo ao utilizador um maior e mais eficaz controlo dos parâmetros de entrada e saída.

### 5.2.1. Modelos de elementos

Existem diversos modelos disponíveis no programa dependendo da forma como se pretende caracterizar o comportamento dos elementos. Neste ponto são apenas apresentados, sucintamente, os modelos de elementos utilizados nas modelações numéricas.

O modelo *nonlinear Beam-Column Element*, disponível no programa, é utilizado para formular elementos cuja plasticidade se pretende distribuída ao longo do elemento. Habitualmente a plasticidade é distribuída por cinco pontos de integração de acordo com a formulação de Gauss-Lobatto (ver Figura 20). Esta formulação foi utilizada no desenvolvimento dos modelos com plasticidade distribuída aplicados ao edifício SPEAR.

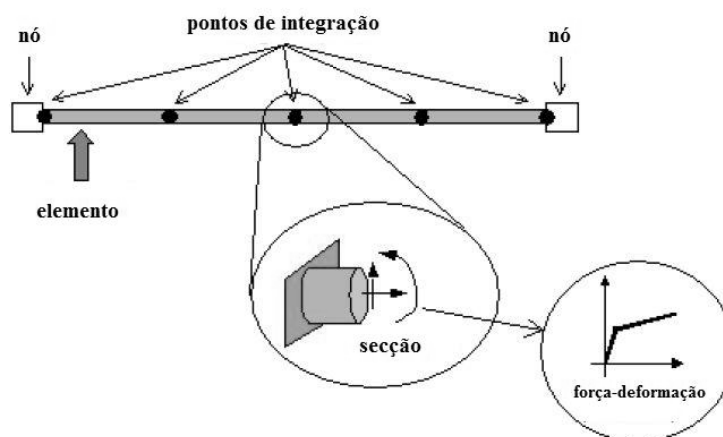


Figura 20 – Distribuição das secções de controlo ao longo do elemento, adaptado de Mazzoni *et al.* (2007).

O modelo *Beam with Hinges Element* é utilizado para formular elementos cuja plasticidade se considera concentrada nas rótulas plásticas, definidas no topo dos elementos (ver Figura 21). Esta formulação divide o elemento em três partes com comportamentos distintos. Duas correspondem às rótulas plásticas e estão localizadas nas extremidades do elemento, a terceira corresponde à parte central do elemento, cujo comportamento se admite como linear elástico. Esta formulação foi utilizada nos modelos com plasticidade concentrada aplicados ao edifício SPEAR.

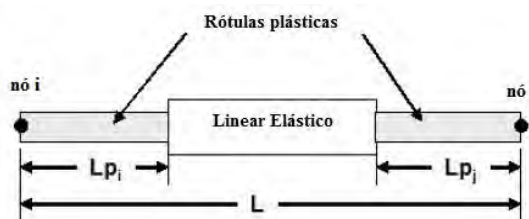


Figura 21 – Formulação do elemento com rótulas plásticas, adaptado de Mazzoni *et al.* (2007).

A principal diferença entre os dois modelos apresentados está relacionada com as secções com comportamento não linear. Os modelos com plasticidade distribuída dispõem as secções de controlo ao longo do elemento. Já os modelos com plasticidade concentrada consideram a não linearidade num comprimento específico nas extremidades do elemento, cuja dimensão é definida pelo utilizador.

### 5.2.2. Modelos de materiais

O programa *OpenSees* dispõe de diversos modelos de materiais implementados no código de análise. No âmbito desta dissertação foram apenas utilizados dois modelos, um para representar o comportamento do betão e outro para representar o comportamento do aço.

O modelo do betão utilizado foi o *concrete02*, capaz de representar o comportamento do betão em compressão e em tracção (ver Figura 22-a). Para o aço, o modelo utilizado foi o *steel01* cujo objectivo é formular um elemento com comportamento uniaxial bilinear, com endurecimento cinemático e com endurecimento isotrópico opcional, descrito por uma equação não linear (ver Figura 22-b). Além dos modelos referidos recorreu-se à definição de um material cujo comportamento é resultante de uma aproximação trilinear do comportamento dos materiais, cujos parâmetros de entrada fornecem informação acerca da ductilidade, energia, rigidez de descarga e presença do efeito de *pinching* (ver Figura 22-c).

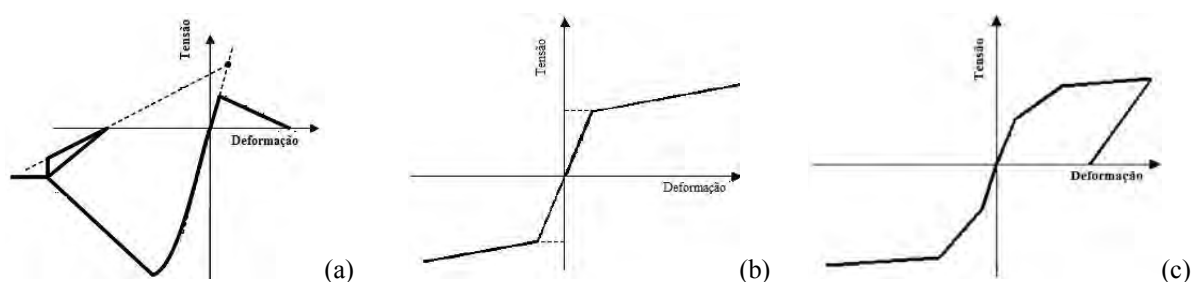


Figura 22 – Representação esquemática da curva de comportamento: (a) do betão; (b) do aço; (c) material histerético, adaptado de Mazzoni *et al.* (2007).

## 5.3. Modelo de fibras com plasticidade distribuída

Como referido na introdução deste capítulo, foi utilizado o modelo de fibras com plasticidade distribuída, para calibrar as propriedades dos materiais e outras propriedades de modelação do edifício. Embora este tipo de modelação se situe entre a modelação ao nível do material e a modelação ao nível do elemento, uma vez que proporciona resultados globais do elemento de

betão armado, através do equilíbrio do sistema ao nível da secção, a relação qualidade dos resultados/esforço computacional é bastante aceitável. O esforço computacional deste tipo de modelação está directamente relacionado com a discretização ao nível da secção. A vantagem da utilização de um modelo de fibras associado à plasticidade distribuída prende-se com o facto de se obter uma quantidade de informação acerca do comportamento, em diversos pontos dos elementos (ver Figura 23).

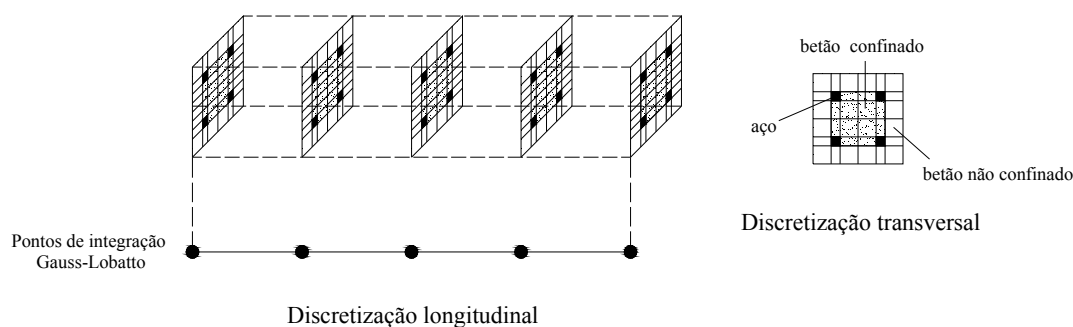


Figura 23 – Esquematização de um elemento com recurso ao modelo de fibras com plasticidade distribuída.

### 5.3.1. Geometria e propriedades das secções

A definição da geometria da estrutura teve por base diversos trabalhos desenvolvidos sobre o SPEAR (Jeong e Elnashai 2004b; Fardis 2002). O processo de modelação consistiu na definição de nós, no centro geométrico dos pilares, a partir dos quais se desenvolvem as vigas.

Os pilares foram modelados de acordo com as peças desenhadas do projecto. O recobrimento calculado foi de 1.5cm, de acordo com Jeong e Elnashai (2004b). Uma vez que a metodologia de modelação para os elementos foram as fibras, na definição das secções numéricas dos pilares utilizaram-se três tipos de materiais, consoante as fibras correspondessem a betão confinado, betão não confinado ou armadura longitudinal.

A existência de armadura transversal nos elementos de betão armado contribui para que seja criada uma tensão de confinamento, impedindo a expansão lateral quando o elemento é sujeito a esforços de compressão. De forma a considerar na modelação numérica o efeito de confinamento (ver Figura 24-a), a diferenciação entre as fibras de betão confinado e não confinado foi feita pelo folheto médio do diâmetro do varão do estribo. No entanto, para que o efeito de confinamento fosse rigorosamente considerado, a distinção entre as fibras de betão confinado e não confinado deveria ter sido feita pelo folheto médio do varão da armadura

longitudinal do elemento. Devido a problemas de convergência do modelo numérico não foi possível optar pela última hipótese referida.

Ao nível da curva de comportamento do betão, o confinamento foi considerado através da correcção da curva inicial, conferindo ao betão maior capacidade resistente e deformação admissível. O cálculo dos parâmetros da curva de betão confinado foi feito de acordo com o apresentado por Guedes (1997). Na Figura 24-b, apresenta-se de forma esquemática a modificação da curva.

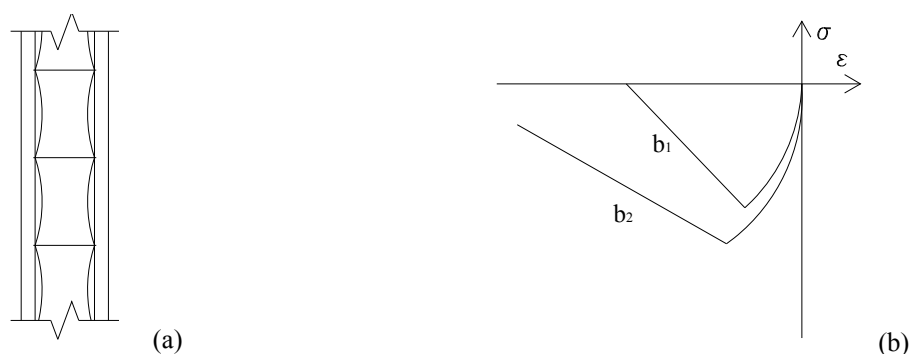


Figura 24 – Confinamento: (a) efeito de confinamento; (b) representação da correcção da curva do betão:  $b_1$  betão não confinado;  $b_2$  betão confinado.

A diferença de cotas entre pisos no modelo experimental é de 3.0m, no entanto, no modelo numérico, não foi adoptado esse valor. A altura considerada para os pilares difere de piso para piso. No modelo numérico, a altura do piso 1 é inferior à dos restantes pisos, correspondendo à altura desde a superfície da fundação até posição média do centro de massa das secções das vigas. A opção tomada no domínio das alturas dos pilares permitiu modelar o fenómeno de *soft-storey* verificado experimentalmente ao nível do piso 2.

As vigas foram modeladas com secção em T, adoptando-se uma largura efectiva de acordo com Fardis (1994) e idêntica à utilizada por outros autores que também estudaram o edifício do projecto SPEAR, como são exemplo Stratan e Fajfar (2002) e Franchin *et al.* (2003). O valor adoptado corresponde a 7% do vão livre da viga, somado a cada lado. Os valores obtidos para as larguras efectivas das vigas são menores, cerca de 45%, do que seriam se estes fossem calculados com base no EC8. De acordo com Varum (2003), a participação da laje estimada para o ensaio pseudo-dinâmico, para estruturas com armadura lisa, é bastante menor do que o proposto pelos regulamentos. Na Tabela 9 são apresentados os valores das larguras efectivas adoptados para as secções em T das vigas.

Embora os modelos de fibras desempenhem bem a sua função, permitindo uma boa resposta por parte das estruturas, é necessário fazer algumas considerações, designadamente, em relação à rigidez. Os modelos de fibras possuem apenas rigidez axial e de flexão. Uma vez que a rigidez de torção contribui para uma resposta global mais correcta, procedeu-se à sua agregação a todas as secções. A determinação do valor de rigidez de torção foi feita através da teoria da resistência dos materiais (Varum 2007).

Tabela 9 – Largura efectiva das secções em T das vigas.

Viga	Largura efectiva (m)	Vão livre (m)	Largura a adicionar (m)
B1	0.443	2.75	1x0.193
B2	0.583	4.75	1x0.333
B3	0.635	2.75	2x0.193
B4	1.055	5.75	2x0.403
B5	0.443	2.75	1x0.193
B6	0.653	5.75	1x0.403
B7	0.653	5.75	1x0.403
B8	0.513	3.75	1x0.263
B9	1.055	5.75	2x0.403
B10	0.775	3.75	2x0.263
B11	0.618	5.25	1x0.368
B12	0.583	4.75	1x0.333

### 5.3.2. Cargas gravíticas e massa

As cargas gravíticas da estrutura foram calculadas através da soma do peso próprio dos elementos do edifício, com as cargas adicionais e com a sobrecarga considerada. O somatório das cargas gravíticas foi feito com o total da carga referente ao peso próprio dos elementos estruturais e 30% da sobrecarga. No projecto para determinação das cargas gravíticas nas lajes, considerou-se  $0.5\text{kN/m}^2$  para acabamentos e  $2\text{kN/m}^2$  para a sobrecarga de utilização. O peso volúmico considerado para o betão, na determinação do peso próprio dos elementos, foi  $25\text{kN/m}^3$ .

Segundo o Eurocódigo 8, CEN (2004b), a combinação de acções deve estar de acordo com a equação (4) presente no Eurocódigo 0, CEN (2002), no ponto 6.4.3.4:

$$E_d = \sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

Onde:  $\sum G_{k,j}$  representa a soma das acções permanentes,  $P$  representa as forças de pré-esforço,  $A_{Ed}$  representa a força sísmica de projecto e  $\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$  representa a soma das

sobrecargas de utilização afectadas do correspondente factor de redução das combinações quase-permanentes. Assumindo que o edifício seria usado para residência ou escritório, o  $\psi_2$  correspondente é 0.3, de acordo com a tabela A1.1 do Eurocódigo 0, CEN (2002).

A equação (4) pode ser escrita de uma forma simplificada, equação (5), sem incluir o parâmetro referente à solicitação sísmica, uma vez que a acção sísmica é considerada na análise dinâmica do modelo numérico:

$$E_d = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

Onde  $\psi_{E,i}$  representa o coeficiente de combinação de acordo com o Eurocódigo 8, CEN (2004b), e pode ser expresso pela equação (6):

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (6)$$

O valor recomendado para o factor  $\varphi$  varia consoante a utilização a que se destina o edifício, de acordo com a classificação presente no Eurocódigo 1, CEN (2001). Para o edifício em estudo, como referido, admitiu-se que seria usado para residência ou escritório, pelo que o valor do factor  $\varphi$  é de 1.0.

As massas foram calculadas através da divisão do total das cargas gravíticas, em cada nó, pela aceleração da gravidade. O valor considerado para a aceleração da gravidade foi de 9.81 m/s<sup>2</sup>. A associação da massa ao modelo numérico foi feita através da sua atribuição a cada grau de liberdade dos pisos. Nos modelos desenvolvidos apenas se admitiram massas nos graus de liberdade correspondentes às translações no plano dos pisos, devido ao facto da acção sísmica não possuir componente vertical.

### 5.3.3. Diafragmas rígidos

No *OpenSees* estão disponíveis duas hipóteses de modelação dos pisos, uma com recurso a elementos casca e outra considerando que os pisos apresentam um comportamento de diafragma rígido. Atendendo às condições de ensaio, admitiu-se um comportamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, havendo assim uma compatibilização de deslocamentos verticais. Associados ao comportamento de diafragmas rígidos, foram definidos os nós



correspondentes à posição do centro de massa de cada piso, nos quais foram medidos os resultados numéricos obtidos.

A modelação da estrutura com diafragmas rígidos deve-se ao facto desta possuir, ao nível dos pisos, elementos específicos de ligação dos actuadores, cuja função foi a de garantir que a solicitação se distribuía uniformemente por todo o piso (ver Figura 14). Em termos numéricos o modelo é composto por três graus de liberdade por piso, uma rotação e duas translações.

#### 5.3.4. Consideração do escorregamento no modelo numérico

O fenómeno do escorregamento está profundamente relacionado com a falta de aderência entre os varões de aço e o betão. A aderência entre os dois materiais assume um papel preponderante na transmissão de tensões nos elementos de betão armado (Neto 2007). O escorregamento dos varões de aço verifica-se, particularmente, no caso da utilização de armadura lisa. A estrutura do edifício em estudo foi realizada com armadura lisa, pelo que se revelou importante a consideração do fenómeno do escorregamento para o comportamento global da estrutura.

Segundo Varum (2003), quando existe a aderência perfeita entre o aço e o betão, a extensão verificada num dos materiais é igual à verificada no outro. Contudo, quando não se verificam as condições perfeitas de aderência, dando lugar ao aparecimento do fenómeno de escorregamento entre os dois materiais, a referida relação entre extensões não é válida. De forma a considerar, nos modelos numéricos, o fenómeno do escorregamento, pode proceder-se a uma correcção da lei constitutiva do material aço, afectando o seu módulo de elasticidade com um coeficiente de redução (ver Figura 25).

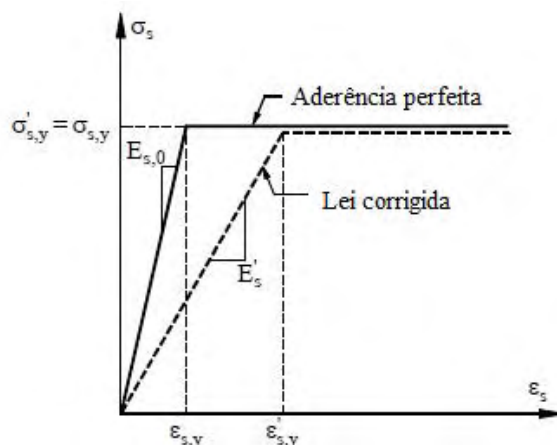


Figura 25 – Correção da lei constitutiva do aço (Varum 2003).

A solução acima referida foi a adoptada para considerar o escorregamento na modelação numérica desenvolvida. O valor do coeficiente de redução do módulo de elasticidade utilizado, foi definido como sendo proporcional ao *drift* verificado experimentalmente em cada piso, tendo como referência o *drift* do piso 2, onde se registou o aparecimento do mecanismo de *soft-storey*. Uma vez que os *drifts* calculados são diferentes nas duas direcções perpendiculares da estrutura, o valor adoptado para o coeficiente  $\alpha$  – coeficiente para ter em consideração o *drift* do piso – foi o valor médio do resultado obtido nas duas direcções.

Concluída a determinação do coeficiente  $\alpha$ , seguiu-se a implementação deste no modelo numérico. De forma a facilitar futuras alterações no modelo, optou-se pela definição do referido coeficiente no início da modelação, criando-se um outro coeficiente  $\lambda_1$ , cujo valor depende do anterior. O coeficiente de correcção do módulo de elasticidade do aço foi calculado pela equação (7):

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (7)$$

Uma vez que o valor determinado pela equação (7) é inferior à unidade, a opção de afectação do valor do módulo de elasticidade foi feita segundo a equação (8):

$$E'_{aço} = E_{aço} \cdot \lambda \quad (8)$$

Na Tabela 10 apresentam-se os valores adoptados para  $\alpha$  em cada piso da estrutura.

Tabela 10 – Apresentação do *drift* experimental, ponderado e do valor adoptado para  $\alpha$  em cada piso da estrutura.

	<i>drift</i> experimental segundo x	<i>drift</i> experimental segundo y	Valor ponderado em x	Valor ponderado em y	Valor adoptado para $\alpha$
Piso 1	0.87	1.09	0.46	0.70	0.58
Piso 2	1.90	1.56	1.00	1.00	1.00
Piso 3	1.20	1.09	0.63	0.70	0.67

Atendendo às características da estrutura, a resposta dinâmica será condicionada, quase exclusivamente, pelos pilares, uma vez que as vigas apresentam um comportamento solidário com as lajes. Sendo as lajes modeladas como diafragmas rígidos, a influência das vigas na resposta global é bastante reduzida. Desta forma, a correcção do módulo de elasticidade do aço foi apenas considerada para os pilares.

O critério de selecção do valor a atribuir ao coeficiente  $\lambda_1$  está relacionado com a obtenção da melhor resposta global da estrutura. Após a determinação dos valores para o coeficiente  $\alpha$ , foram efectuados alguns estudos de sensibilidade com o objectivo de alcançar o valor que conduz aos melhores resultados numéricos.

Na Tabela 11, são indicadas as percentagens de redução do valor do módulo de elasticidade do aço para cada piso, sendo possível observar que, ao nível do piso 2, foi necessário definir uma redução máxima do módulo de elasticidade do aço de 73%, a fim de se modelar o fenómeno de *soft-storey*. Note-se que, embora o fenómeno de escorregamento assuma grande relevância na resposta global da estrutura, não foi o único critério de calibração.

Tabela 11 – Redução do valor do módulo de elasticidade do aço.

Redução do módulo de elasticidade do aço (%)	
Piso 1	53
Piso 2	73
Piso 3	60

### 5.3.5. Propriedades dos materiais

As propriedades mecânicas dos materiais são elementos com elevada importância na definição da resposta das estruturas. Quando o objectivo é reproduzir numericamente o comportamento experimental de uma determinada estrutura, surgem bastantes dificuldades relacionadas com as propriedades a adoptar. As propriedades mecânicas propostas pelos regulamentos são, de uma forma geral, propriedades características, afastando-se dos valores médios, cuja aproximação com a realidade é bastante superior. A escolha das propriedades deve recair, portanto, sobre os valores médios.

Existindo alguma incerteza quanto às propriedades dos materiais utilizados na construção da estrutura do edifício em estudo, optou-se por desenvolver a modelação numérica tendo por base os valores presentes em Balsamo *et al.* (2005), provenientes de ensaios realizados sobre amostras da estrutura.

O valor nominal para a resistência à compressão do betão utilizado foi de 25MPa, porém os resultados experimentais dos ensaios sobre cubos de betão demonstraram pequenas variações em relação ao valor nominal, diferenciadas de piso para piso. No modelo numérico, optou-se pela atribuição de propriedades mecânicas do betão distintas por piso.

A calibração do modelo numérico passou pela redução da resistência à compressão do betão em 35%. A maioria dos modelos numéricos, como é o caso dos implementados no *OpenSees*, utilizam a resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos. Sendo a resistência à compressão dos cubos superior, devido ao fenómeno de confinamento, o valor da tensão de rotura à compressão deve ser reduzido. Após alguns estudos de sensibilidade, tendo por base a relação entre os valores presentes no Eurocódigo 2, CEN (2004a), para a resistência dos cubos e dos cilindros, conclui-se que a resistência dos cilindros é cerca de 20% inferior à resistência dos cubos.

A reduzida representatividade da amostragem realizada, a dificuldade em garantir que o betão apresente as propriedades pretendidas, designadamente nas zonas dos nós de ligação entre os pilares e as vigas, são alguns argumentos válidos que permitem uma certa liberdade de actuação, no que diz respeito à calibração das propriedades mecânicas do betão. No processo de calibração das propriedades mecânicas do betão, além da tensão de rotura à compressão, a extensão correspondente foi também alterada. O Eurocódigo 2, CEN (2004a), propõe 0.2% de extensão, contudo, resultados experimentais demonstram que o valor é consideravelmente mais elevado. Na Tabela 12 apresenta-se um resumo das propriedades do betão utilizado nos modelos numéricos, após calibração, segundo os procedimentos descritos.

Tabela 12 – Propriedades do betão utilizado nos modelos numéricos.

	$f_{cm,exp}$ (MPa)	$f_{cm,num}$ (MPa)	$\varepsilon_0$ (‰)	$f_{um,num}$ (MPa)	$\varepsilon_u$ (‰)
Piso 1	24.73	16.07	3.0	3.21	20
Piso 2	26.70	17.36	3.0	3.47	25
Piso 3	25.32	16.46	3.5	3.29	39

O modelo numérico utilizado foi o *concrete02*, correspondendo a um modelo de betão com resistência à tracção. A resistência à tracção considerada foi de 0.5MPa, permitindo este facto melhores resultados numéricos, designadamente ao nível da energia dissipada. A resistência última à compressão admitida para o betão foi de 20% da resistência inicial, de acordo com o proposto por Park e Paulay (1974). A curva de representação do comportamento do betão segue leis do tipo Hognestad (1951) presentes em Guedes (1997), segundo o qual o comportamento do betão pode ser traduzido por dois ramos, o primeiro definido por um polinómio do segundo grau até à tensão resistente de compressão, e o segundo por um polinómio do primeiro grau, partindo do valor da tensão resistente de compressão, decrescendo até zero, representando a degradação de resistência do betão.

A tensão de cedência do aço do modelo difere consoante o diâmetro do varão, tendo sido adoptados os valores obtidos experimentalmente (ver Tabela 13). Para o aço utilizou-se uma curva bilinear, sendo a tensão de cedência a resultante dos ensaios experimentais (Balsamo *et al.* 2005). O modelo numérico que proporcionou melhores resultados foi o *Steel01*, no qual a carga e descarga são caracterizadas por aproximações lineares. O recurso a este modelo está relacionado com a optimização da quantidade de energia dissipada.

Tabela 13 – Tensões de cedência adoptadas para o aço.

Varão	Aço	
	$f_{vm,exp}$ (MPa)	$f_{vm,num}$ (MPa)
8 (mm)	358	358
12 (mm)	327	327
20 (mm)	321	321

Na Figura 26, apresenta-se um gráfico ilustrativo das leis constitutivas do betão e do aço utilizadas na modelação numérica.

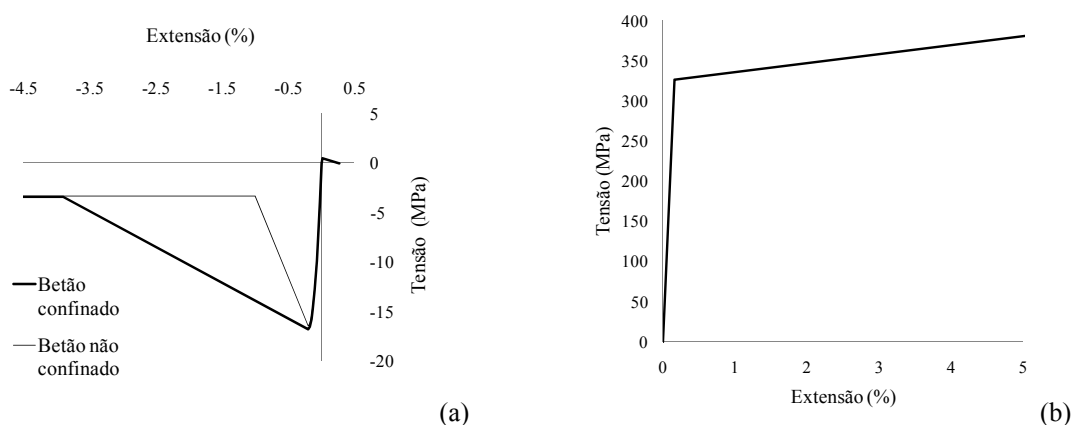


Figura 26 – Leis constitutivas utilizadas no modelo numérico: (a) betão; (b) aço.

### 5.3.6. Acção sísmica

Como referido no ponto 4.6, a acção sísmica imposta à estrutura compreende diferentes ensaios pseudo-dinâmicos, para níveis de aceleração sísmica e de condições resistentes da estrutura. Nesta dissertação apenas se aborda o ensaio realizado sobre a estrutura original.

A acção sísmica foi repartida em três acontecimentos sísmicos distintos, o primeiro de 0.02g, designado como teste de controlo, com o objectivo de determinar as propriedades modais iniciais da estrutura, como primeiros modos de vibração, frequências próprias e amortecimento modal. Os dois acontecimentos sísmicos seguintes, 0.15g e 0.20g, serviram

para avaliar a resposta da estrutura, quando sujeita à acção sísmica, em regime não linear (ver Figura 27).

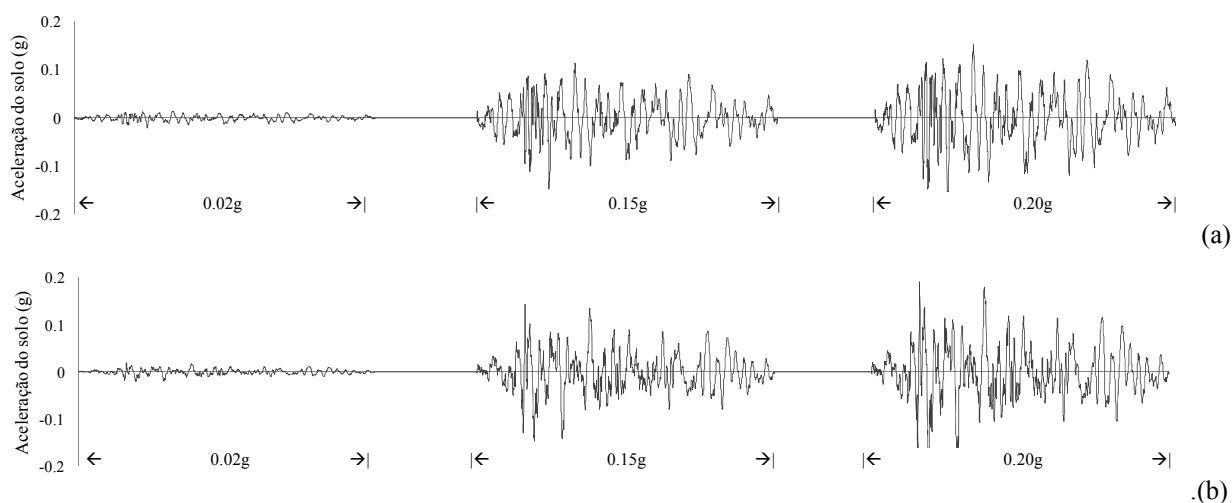


Figura 27 – Componente sísmica: (a) na direcção x; (b) na direcção y.

### 5.3.7. Secções de controlo – pontos de integração

A modelação com recurso à plasticidade distribuída permite obter informação do comportamento dos elementos ao longo do seu desenvolvimento. Neste tipo de abordagem, são utilizados, tipicamente, cinco pontos de integração, isto é, cinco secções de controlo de acordo com a formulação de Gauss-Lobatto. Na definição numérica das vigas, foram utilizados cinco pontos de integração ao longo do elemento (ver Figura 28). A escolha prende-se com o facto deste número de pontos permitir recolher mais informação acerca da resposta da estrutura, sendo o que melhor se adapta à configuração geométrica da armadura.

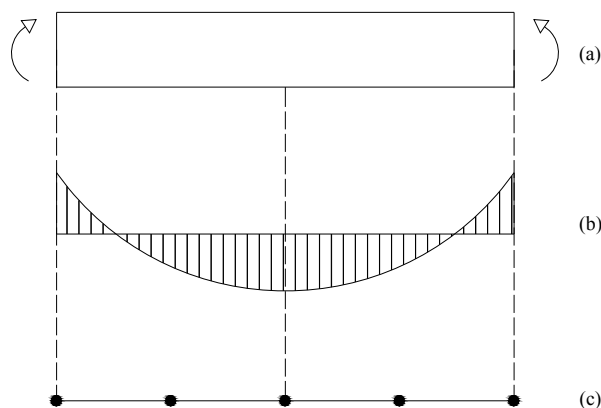


Figura 28 – Representação dos pontos de integração nas vigas: (a) solicitação na viga; (b) diagrama de momentos flectores; (c) pontos de integração adoptados na modelação numérica.

Para os pilares foram utilizados três pontos de integração. A escolha dos três pontos de integração teve por base as características construtivas da estrutura. Devido à utilização de aço liso na construção do edifício, a propagação do dano não se verifica ao longo do elemento, restringindo-se a uma pequena zona junto ao nó de ligação com a viga. Assim, duas das secções de controlo localizam-se na zona de formação da rótula plástica. O terceiro ponto de integração situa-se a meia altura do pilar (ver Figura 29).

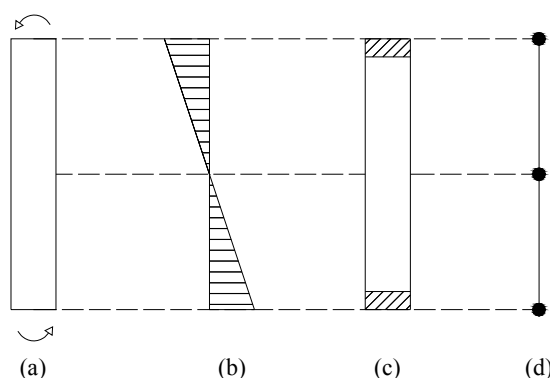


Figura 29 – Representação dos pontos de integração nos pilares: (a) solicitação no pilar; (b) diagrama de momentos flectores; (c) localização do dano; (d) pontos de integração adoptados na modelação numérica.

### 5.3.8. Elementos rígidos

A zona de ligação entre um pilar e uma viga é um local cujo comportamento comanda o tipo de resposta que uma estrutura de betão armado apresenta. Com o objectivo de simular a zona do nó no modelo numérico, foram criados troços rígidos com dimensões de meia altura da viga, segundo a direcção vertical, e meia largura do pilar, segundo a direcção dos elementos horizontais. Os referidos troços rígidos têm como local de origem, o ponto de ligação dos folhetos médios dos pilares e das vigas (ver Figura 30-a).

Além da irregularidade associada à configuração geométrica em planta, a existência de um pilar com secção superior confere à estrutura uma excentricidade do centro de rigidez em relação ao centro de massa. A presença do pilar rectangular, em termos numéricos, necessita de uma abordagem diferente da realizada para os restantes pilares. Assim, no modelo numérico, a fim de simular o comportamento do pilar rectangular da estrutura, ao nível da zona do nó viga-pilar, foram criados dois elementos rígidos, com comportamento elástico, que fazem a ligação entre o centro geométrico da secção do pilar e os restantes elementos (ver Figura 30-b).

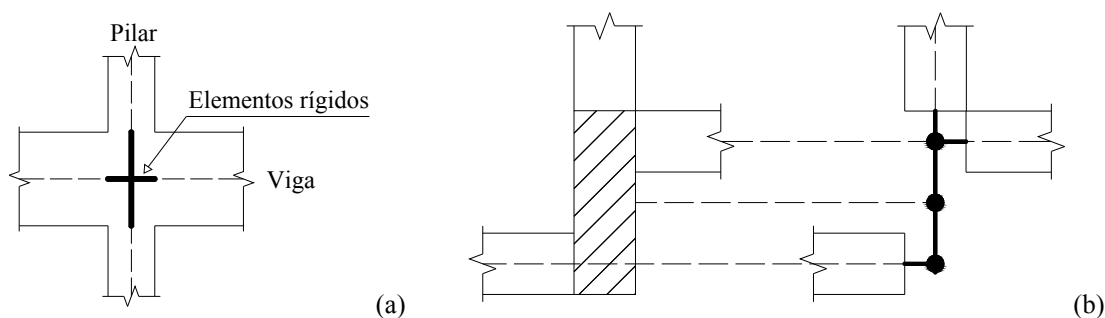


Figura 30 – Elementos rígidos: (a) na zona do nó viga-pilar; (b) modelação do pilar rectangular.

### 5.3.9. Armadura nas vigas

A armadura das vigas foi executada tendo por base uma metodologia antiga e bastante frequente nos primeiros edifícios construídos em betão armado, caracterizada pela utilização de varões de momentos negativos que, muito próximo dos apoios, são baixados em direcção aos terços de vão, passando a contribuir para a resistência a momentos positivos.

Com o objectivo de modelar o referido pormenor construtivo, foram criadas, para cada elemento viga, três secções com diferentes armaduras, consoante estas se destinassem a representar uma secção no apoio, a meio vão ou a cerca de um terço do vão. Recorrendo às secções de controlo, correspondentes aos cinco pontos de integração de Gauss-Lobatto, associou-se a cada ponto de integração a correspondente secção.

### 5.3.10. Amortecimento

O amortecimento é um parâmetro cuja influência no comportamento global de uma estrutura deve ser bem avaliada e abordada, no âmbito dos modelos numéricos, em especial naqueles cujo objectivo é reproduzir a resposta de ensaios experimentais. O referido parâmetro pode ser diferenciado em histerético ou viscoso, variando o seu valor consoante o tipo de ensaio realizado. Habitualmente, para os ensaios pseudo-dinâmicos, o amortecimento viscoso é considerado nulo.

O valor adoptado para o coeficiente de amortecimento foi de 1.75%, sendo o valor mais próximo de zero para o qual se obteve o melhor comportamento global da estrutura.



### 5.3.11. Efeitos de segunda ordem

Nos modelos numéricos, foram considerados os efeitos de segunda ordem, consequência do esforço axial e dos deslocamentos relativos entre pisos, permitindo melhores resultados na resposta global da estrutura.

### 5.3.12. Algoritmo de Newmark - Método de integração numérica

O método de integração utilizado para as análises numéricas efectuadas foi o de Newmark, traduzindo uma generalização do método de aceleração linear, admitindo por hipótese uma variação linear das acelerações dentro dos intervalos de tempo (Coelho 1997).

Segundo Bhatt (2007), os métodos de integração passo-a-passo, como é exemplo o método de Newmark, permitem que o equilíbrio seja alcançado no final de cada intervalo de tempo, e que o deslocamento, velocidade e aceleração final de cada incremento sejam considerados como condições iniciais do incremento seguinte. Os valores utilizados para os coeficientes que afectam as leis de variação das velocidades e dos deslocamentos foram os propostos por Newmark, 0.50 e 0.25 respectivamente.

## 5.4. Modelo de fibras com plasticidade concentrada (rótulas plásticas)

A modelação de fibras com rótulas plásticas tem por base o modelo implementado no *OpenSees*, de acordo com Scott e Fenves (2006). Trata-se de um modelo alterado, cujo objectivo foi o de tornar a modelação com rótulas plásticas menos exigente computacionalmente. A principal diferença entre os modelos de rótulas plásticas referidos (ver Figura 31) é o facto do modelo simplificado apresentar quatro secções, ao nível do elemento, com comportamento linear elástico, e uma secção em cada rótula plástica.

De acordo com Mazzoni *et al.* (2007) o recurso a este modelo possui algumas vantagens, tais como: o comportamento não linear estar confinado aos pontos de integração nas extremidades dos elementos; o utilizador especificar apenas o comprimento que deseja para cada rótula plástica; verificação do maior momento flector nas extremidades dos elementos; representação exacta da distribuição da curvatura linear; menor exigência computacional.

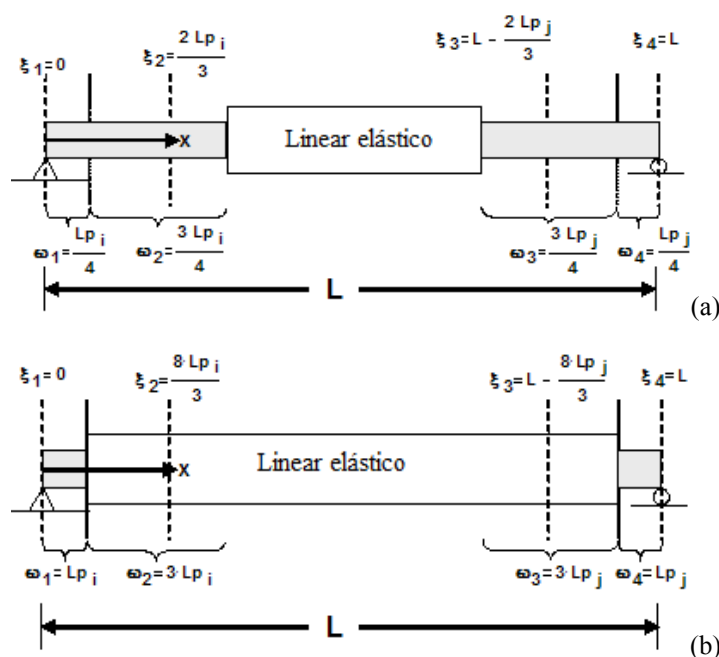


Figura 31 – Representação do modelo de rótulas plásticas: (a) anterior; (b) utilizado, adaptado de Mazzoni *et al.* (2007).

Realça-se o facto de que qualquer calibração, no âmbito da presente modelação, se refere apenas a aspectos intrínsecos ao próprio modelo, uma vez que, como referido, as propriedades dos materiais e outras propriedades de modelação foram calibradas para o modelo fibras com plasticidade distribuída, e aplicadas directamente nos restantes modelos numéricos.

A única incógnita nesta modelação é o comprimento das rótulas plásticas. O modelo de rótulas plásticas caracteriza-se pela divisão do elemento em três partes distintas. Duas delas apresentam um comportamento idêntico, no domínio da não-linearidade, situando-se nas zonas de formação das rótulas plásticas, a outra apresenta um comportamento linear elástico e tem como objectivo dar continuidade ao elemento entre as duas partes anteriores.

De acordo com Varum (2003) uma razoável aproximação para o comprimento das rótulas plásticas é  $0.50h$ , ou seja, metade da altura da secção. No entanto, este valor não se adequa ao comportamento das estruturas antigas, nas quais a armadura lisa utilizada, não possui capacidade de propagar o dano pelo elemento. Neste tipo de construções, onde se insere o edifício em estudo, o dano concentra-se muito perto da ligação nó viga-pilar, podendo a dimensão das rótulas plásticas ser reduzida até próximo de  $0.25h$ .

Tendo por base o exposto, o comprimento adoptado para as rótulas plásticas foi de  $0.40h$ , consequência da falta de convergência do modelo numérico para rótulas plásticas de dimensões inferiores. Além do comprimento de  $0.40h$ , estudou-se também a resposta dinâmica da estrutura para o comprimento de rótulas plásticas igual a  $h$  (ver Tabela 14).

Apesar do comprimento considerado para as rótulas plásticas, no modelo numérico, ser um pouco distante do comprimento teórico, aproxima-se da dimensão das rótulas plásticas verificadas experimentalmente. Ao analisar os registos fotográficos provenientes dos resultados experimentais, pode parecer que a rótula plástica se forma na zona do primeiro estribo junto ao nó; porém, o referido facto não se confirmou, sendo os danos na zona do estribo o resultado de sucessivos ciclos de tracção/compressão, originando a desagregação do betão de recobrimento.

Tabela 14 – Comprimentos considerados nas rótulas plásticas.

Função da altura da secção ( $h=0.25m$ )	$0.40h$	$h$
Comprimento (m)	0.10	0.25

## 5.5. Modelo simplificado com plasticidade distribuída

O recurso a modelos simplificados para modelação de elementos, consiste no aproveitamento da informação proporcionada pelas curvas de momento-curvatura, para desenvolver uma aproximação linear às referidas curvas. Tipicamente, a curva de momento-curvatura adoptada consiste numa aproximação trilinear (Arêde e Pinto 1996). Atendendo às propriedades dos materiais, foram caracterizados três troços com rigidez distinta. O primeiro com rigidez inicial até fissuração do betão por tracção, o segundo com rigidez após fissuração do betão até à cedência do aço, e um último troço com rigidez após cedência do aço (ver Figura 32-a).

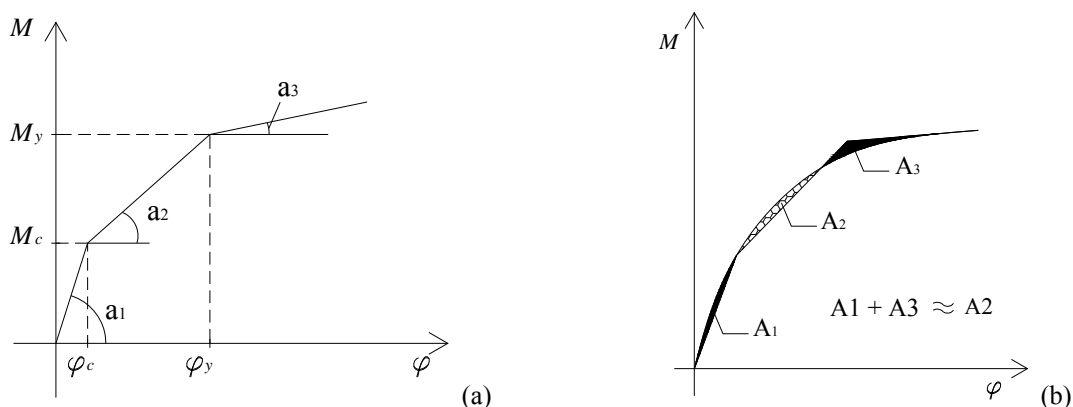


Figura 32 – Aproximação trilinear: (a) definição:  $a_1$  rigidez inicial;  $a_2$  rigidez após fissuração;  $a_3$  rigidez após cedência; (b) processo de calibração.

O procedimento adoptado para o desenvolvimento desta modelação foi o de, numa primeira fase, determinar as curvas de momento-curvatura para todas as vigas e pilares, desenvolvendo uma aproximação trilinear para cada uma. Nos pilares com secção quadrada, em que a armadura é idêntica nas duas direcções ortogonais, a curva do comportamento hysterético é igual nas duas direcções. No caso dos pilares rectangulares, uma vez que a armadura é diferente, foi necessário determinar as curvas de momento-curvatura em ambas as direcções.

Para as vigas foi adoptado um procedimento idêntico ao dos pilares rectangulares, uma vez que a armadura superior não é igual à armadura inferior. Além da armadura da viga diferir na secção, difere também ao longo do elemento, consequência da metodologia construtiva adoptada. Assim, houve a necessidade de determinar, para três secções de referência das vigas, as correspondentes curvas de momento-curvatura.

O modelo hysterético implementado no *OpenSees* permite ao utilizador introduzir informação sobre o efeito de *pinching*, ductilidade, energia e rigidez de descarga. Devido a problemas de convergência, quando o parâmetro referente à ductilidade era diferente de zero, optou-se por considerá-lo nulo. A mesma opção foi feita para o parâmetro referente à energia, já que quanto menor for o valor desse parâmetro, melhor é a aproximação trilinear ao comportamento do elemento. O parâmetro associado à rigidez de descarga foi o único que não foi considerado nulo, uma vez que a melhor aproximação foi conseguida para valores diferentes de zero.

O modelo numérico foi calibrado com base no comportamento de cada elemento estrutural, com recurso às aproximações trilineares referidas. A calibração das aproximações trilineares foi constituída por duas fases distintas:

1. Ajuste dos valores dos momentos das aproximações trilineares às curvas momento-curvatura;
2. Ajuste dos parâmetros intrínsecos ao modelo numérico.

O processo de calibração das aproximações trilineares, com base no primeiro procedimento acima indicado, exigiu um ajuste do valor do momento de cedência do aço, de forma a atingir o equilíbrio entre as áreas definidas pelas diferenças entre as curvas de momento-curvatura e as aproximações trilineares (ver Figuras 32-b).

A segunda fase de calibração incidiu na determinação dos parâmetros das curvas trilineares, como sejam o efeito de *pinching* e rigidez de descarga e recarga, que melhor

reproduzem a resposta dinâmica dos elementos. Através da sobreposição das curvas momento-curvatura do elemento modelado com fibras e modelado com a curva trilinear considerada, conclui-se que o parâmetro referente ao *pinching* deveria ser considerado nulo, uma vez que o referido fenómeno não se verificou no comportamento dos elementos. Foi necessário ajustar os parâmetros referentes à rigidez de descarga e recarga de forma a atingir a melhor aproximação (ver Figuras 33-a e 33-b). Neste tipo de modelação, é necessário agregar à secção, além da habitual rigidez de torção dos modelos de fibras, a rigidez axial.

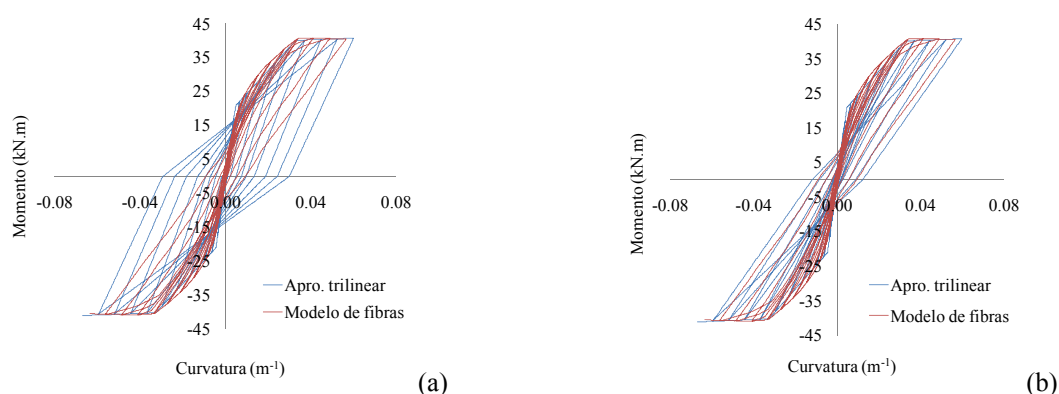


Figura 33 – Aproximação trilinear da curva de momento-curvatura: (a) sem ajuste; (b) com ajuste.

A principal dificuldade de implementação deste modelo está relacionada com problemas de convergência do mesmo, quer por problemas numéricos, quer por erros de modelação, uma vez que a quantidade de valores a definir é elevada, possibilitando a ocorrência de enganos. A falta de convergência do modelo numérico referido impôs que fossem feitas alterações ao nível do número de iterações e da tolerância.

## 5.6. Modelo simplificado com plasticidade concentrada (rótulas plásticas)

Em analogia com os modelos de fibras, aplicou-se à estrutura em estudo um modelo simplificado com plasticidade concentrada.

Na aplicação desta estratégia de modelação recorreu-se às aproximações trilineares determinadas no modelo simplificado com plasticidade distribuída.

No respeitante aos comprimentos das rótulas plásticas, optou-se pela utilização de comprimentos idênticos aos do modelo de fibras com plasticidade distribuída para futuras comparações de resultados.

## 5.7. Considerações finais

Com o objectivo de estudar diferentes estratégias de modelação numérica de uma estrutura irregular de betão armado, adoptou-se o edifício do projecto europeu SPEAR, sobre o qual foram aplicadas diversas estratégias de modelação. Ao nível do elemento foram adoptados dois tipos de modelação, plasticidade distribuída e plasticidade concentrada (rótulas plásticas), tendo sido estudados dois comprimentos de rótulas plásticas distintos. Cada um dos tipos de modelação referidos foi aplicado com duas estratégias ao nível da secção, fibras ou modelos simplificados com aproximação trilinear das curvas momento-curvatura.

Por comparação dos resultados numéricos com os experimentais procedeu-se à calibração do modelo numérico de referência, fibras com plasticidade distribuída, designadamente ao nível das propriedades dos materiais, diafragmas, amortecimento, entre outros parâmetros de modelação. Nos restantes modelos, todas as calibrações efectuadas são respeitantes a características intrínsecas, não tendo sido alterada nenhuma das propriedades calibradas no modelo de referência.

De todos os modelos aplicados ao edifício em estudo, os simplificados foram os que apresentaram um maior grau de dificuldade de implementação, facto este relacionado com a elevada quantidade de parâmetros e valores necessários à aplicação do modelo, facilitando a ocorrência de erros.

Prevê-se que o modelo numérico de fibras com plasticidade distribuída seja o que melhor represente a resposta sísmica global da estrutura, uma vez que constitui a estratégia de modelação à qual foi dada maior importância e para a qual foram calibrados todos os parâmetros.

No capítulo seguinte, será feita a apresentação dos resultados numéricos obtidos para cada uma das estratégias de modelação adoptadas, por comparação com os resultados experimentais obtidos.

## 6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

### 6.1. Introdução

Pretende-se, neste capítulo, apresentar e discutir os resultados numéricos obtidos nas diferentes modelações aplicadas, com as quais se reproduziu o comportamento sísmico do edifício do projecto europeu SPEAR. Com os resultados numéricos são apresentados os experimentais, estabelecendo-se uma referência comparativa comum a todos os modelos.

Os resultados numéricos foram medidos no centro de massa da estrutura, uma vez que os pisos apresentam comportamento de diafragma rígido. Para cada modelo numérico são apresentados os resultados obtidos em cada piso para os três sismos a que a estrutura foi sujeita. A estratégia adoptada foi a de incluir no mesmo gráfico a resposta da estrutura para todos os sismos, a fim de ser perceptível a intensidade crescente da solicitação. Os parâmetros escolhidos para apresentar, neste capítulo, são as frequências próprias e os modos de vibração, os esforços de corte, os valores de *drift*, rotação e energia dissipada.

### 6.2. Frequências próprias e modos de vibração

Neste ponto da dissertação, apresentam-se as frequências próprias obtidas numericamente para os três primeiros modos de vibração para cada modelo numérico (ver Tabela 15). Por comparação com os resultados experimentais, é possível concluir acerca da rigidez inicial do modelo e consequentemente acerca das propriedades consideradas na definição das leis constitutivas dos materiais em regime linear.

Tabela 15 – Frequências obtidas experimentalmente e numericamente para os três primeiros modos de vibração.

	Frequências (Hz)		
	1ºModo	2ºModo	3ºModo
Experimental	1.19	1.29	1.50
Modelo de fibras com plasticidade distribuída	1.12	1.39	1.59
Modelo de fibras com plasticidade concentrada (0.40h / h)	1.18 / 1.11	1.26 / 1.23	1.47 / 1.41
Modelo simplificado com plasticidade distribuída	0.98	1.10	1.24
Modelo simplificado com plasticidade concentrada (0.40h / h)	1.09 / 0.99	1.16 / 1.05	1.36 / 1.23

Analisando os valores apresentados, conclui-se que o modelo numérico, cuja rigidez inicial se aproxima mais dos resultados experimentais, é o modelo de fibras com plasticidade

distribuída. Este facto está condicionado pela calibração dos resultados, já que esta estratégia de modelação corresponde ao modelo de referência. De todas as estratégias de modelação adoptadas, aquela cujo modelo numérico é mais flexível, em regime linear, é o modelo simplificado com plasticidade distribuída. Como exemplo gráfico dos modos de vibração, apresentam-se os três primeiros modos para o modelo de fibras com plasticidade distribuída. O primeiro modo é o de rotação em torno do pilar rectangular, combinada com translação segundo x; o segundo modo é de rotação em torno do pilar C5; o terceiro modo é de rotação do edifício em torno do pilar C4 (ver Figura 34). As configurações obtidas para os modos de vibração são semelhantes às obtidas por outros autores que desenvolveram trabalhos sobre a mesma estrutura, nomeadamente Reynouard e Ile (2005)

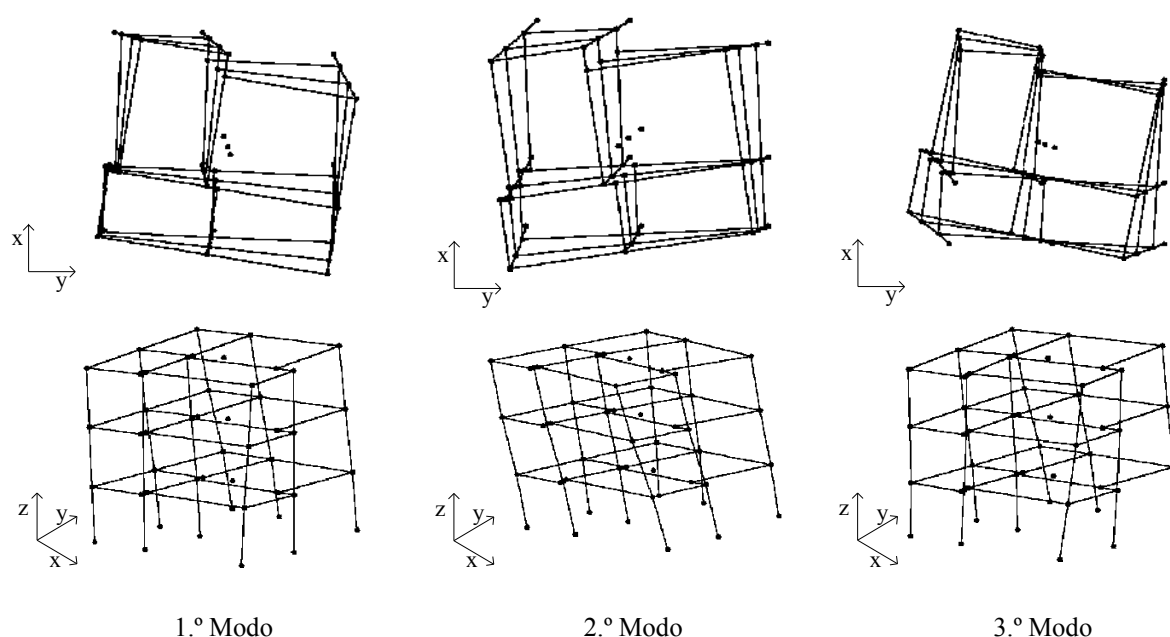


Figura 34 – Representação gráfica, em planta e 3D, dos três primeiros modos de vibração para o modelo de fibras com plasticidade distribuída.

### 6.3. Esforços de corte e valores de *drift*

Neste ponto são apresentados os resultados numéricos em cada uma das modelações, para os parâmetros de corte e *drift* ao nível de cada piso. Inicialmente, são apresentadas as respostas no tempo para cada um dos parâmetros referidos, seguindo-se os ciclos de corte *vs drift*. Por último, são apresentados os perfis das envolventes máximas de corte e de *drift* para as duas direcções ortogonais em planta.



### 6.3.1. Modelo de fibras com plasticidade distribuída

Analisando a evolução do corte no tempo (ver Figuras 35 e 36), verifica-se que o modelo numérico reproduz, com relativa qualidade, os resultados experimentais.

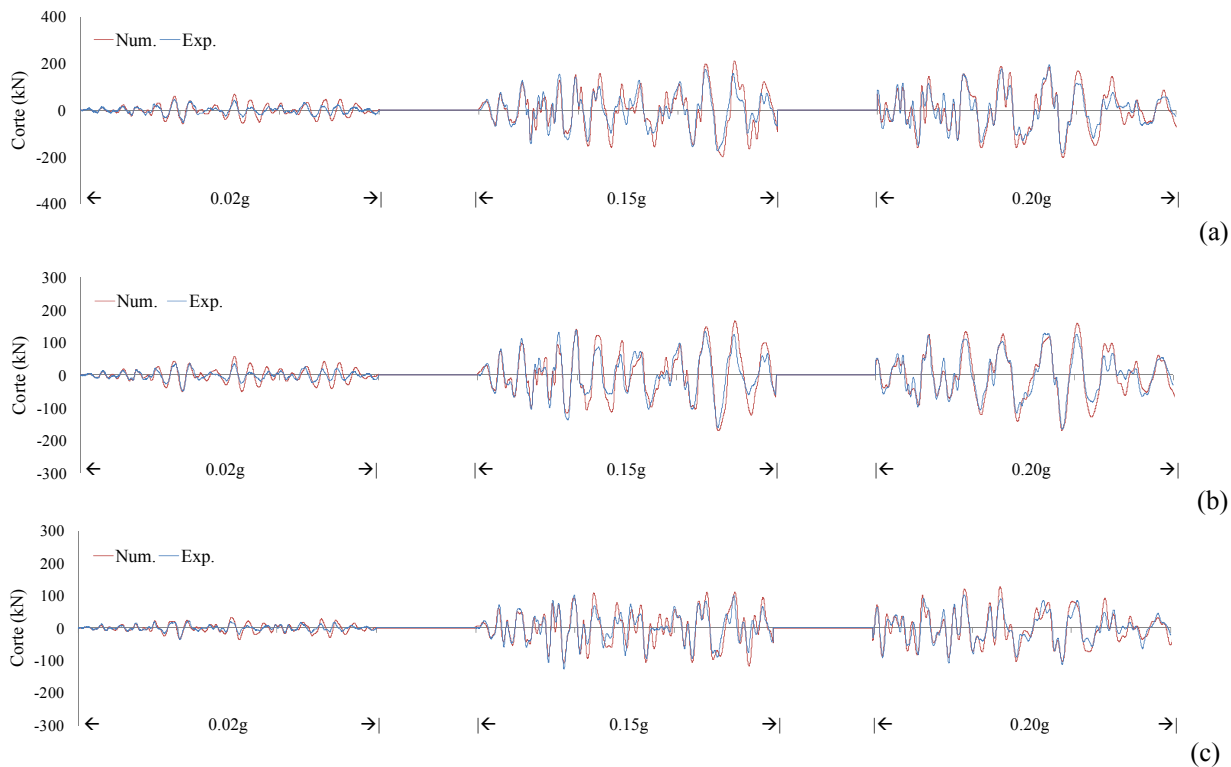


Figura 35 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

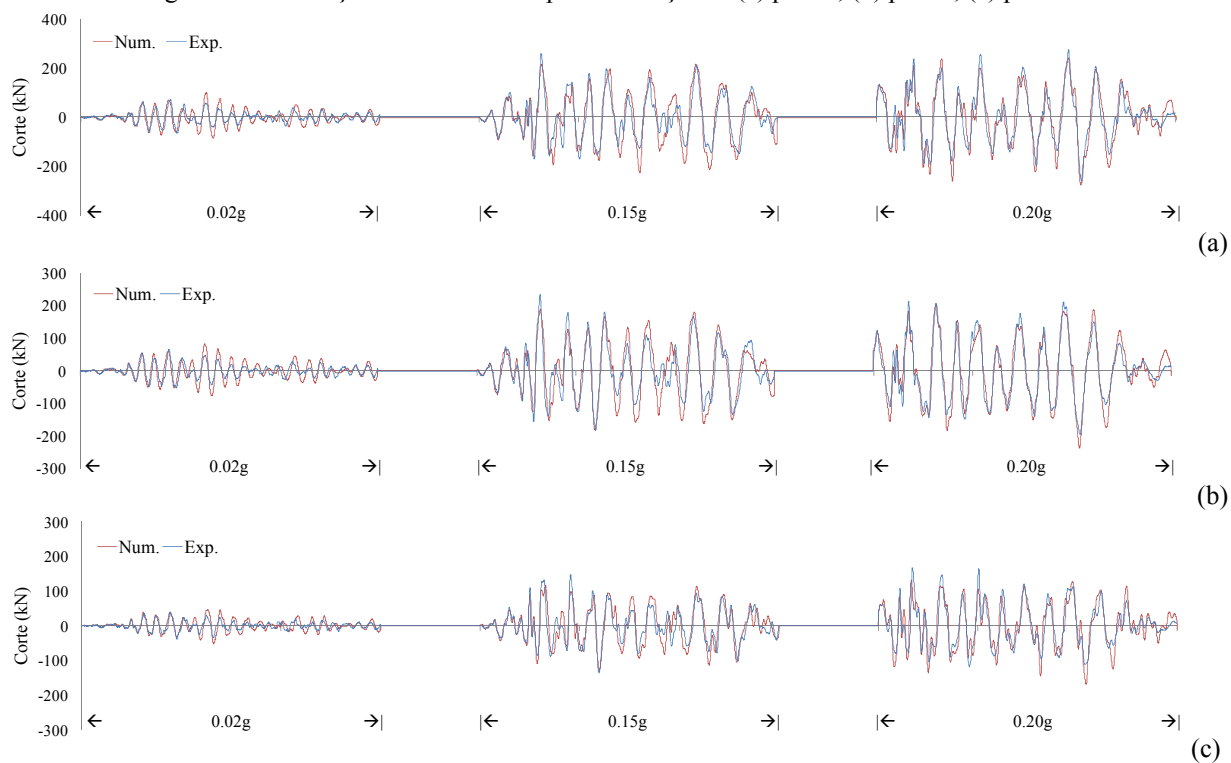


Figura 36 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

Os maiores níveis de corte são verificados na direcção  $y$ , uma vez que é a direcção mais solicitada. Os picos de corte apresentam-se ligeiramente superiores no modelo numérico face aos resultados experimentais, consequência do modelo numérico estar ligeiramente mais rígido. Nas Figuras 37 e 38 apresenta-se a evolução do *drift* no tempo.

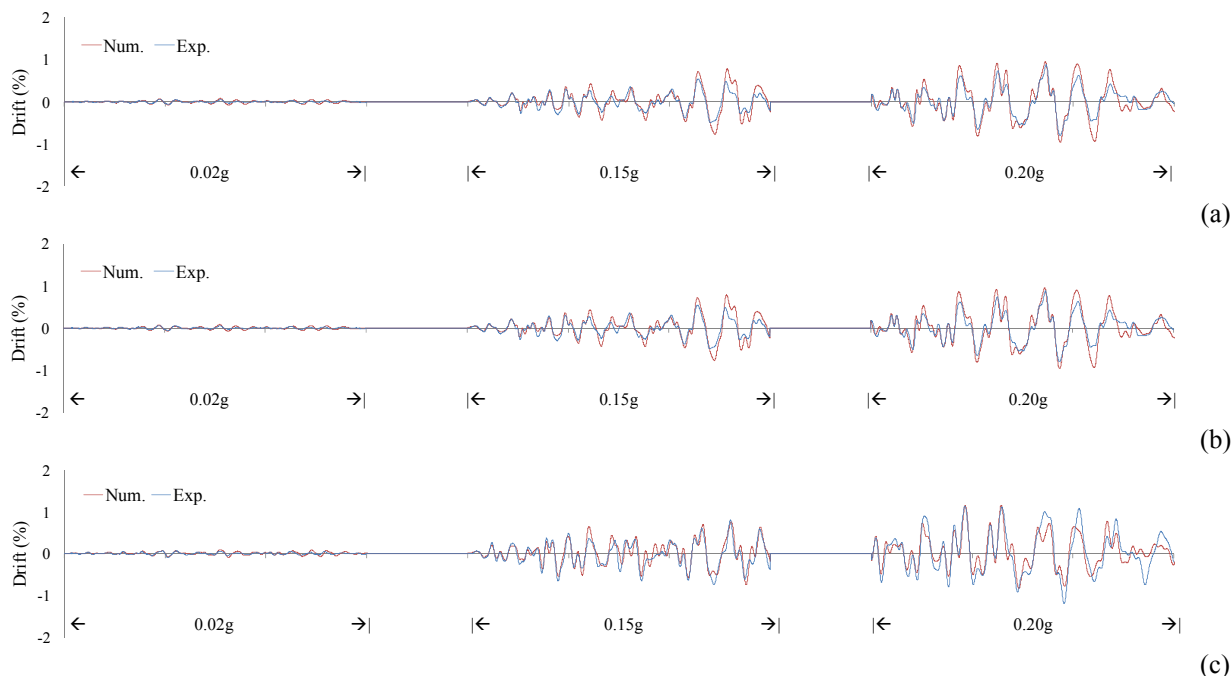


Figura 37 – Evolução do *drift* no tempo na direcção  $x$ : (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3.

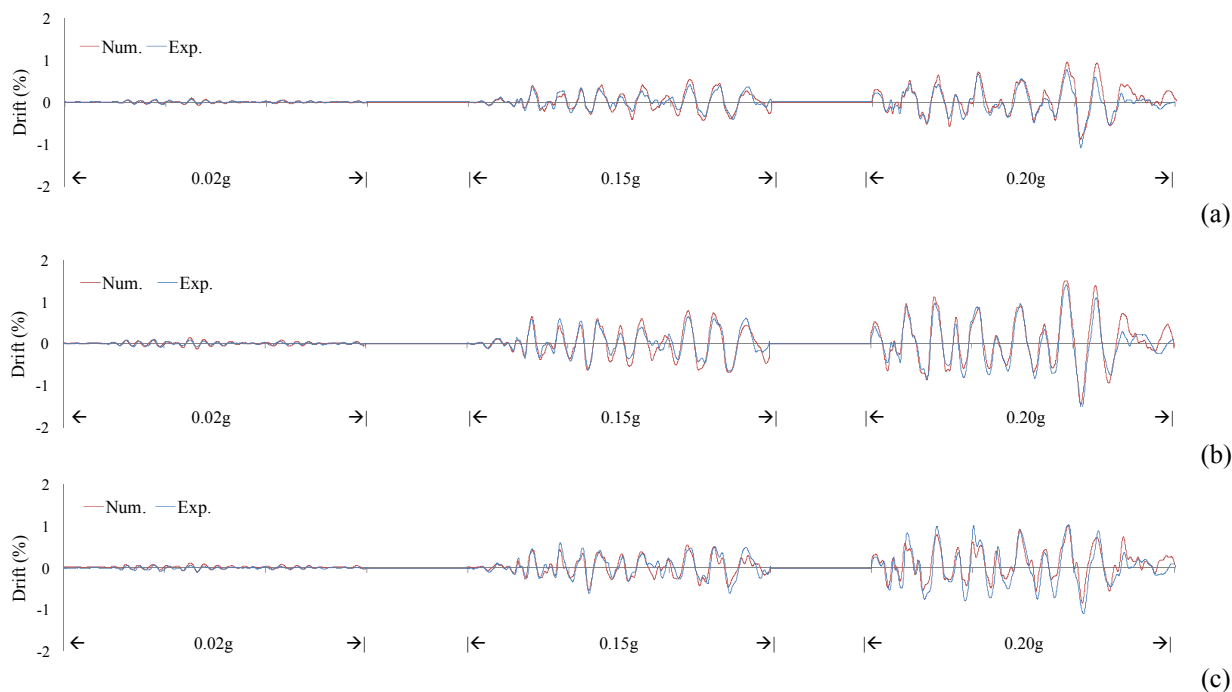


Figura 38 – Evolução do *drift* no tempo na direcção  $y$ : (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

Experimentalmente observou-se o mecanismo de *soft-storey* ao nível do piso 2. A mesma observação pode ser feita de acordo com a evolução do *drift* no tempo (ver Figuras 37

e 38), resultado dos níveis de não linearidade atingidos no final do segundo sismo (0.15g) e durante o último sismo da solicitação considerada (0.20g). Para os restantes pisos, verifica-se um razoável acompanhamento do comportamento do modelo numérico face ao experimental. A partir dos ciclos corte *vs drift* (ver Figuras 39, 40 e 41), verifica-se que o modelo numérico se encontra ligeiramente mais rígido do que a estrutura do ensaio.

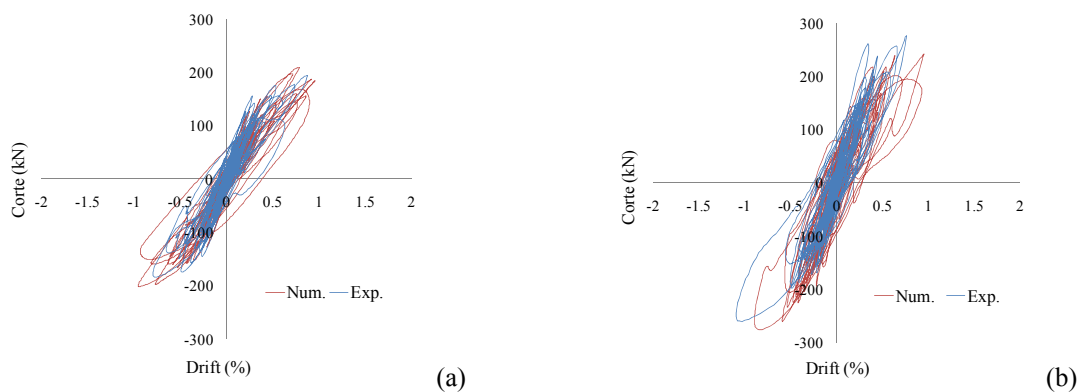


Figura 39 – Ciclos corte *vs drift* no piso 1 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

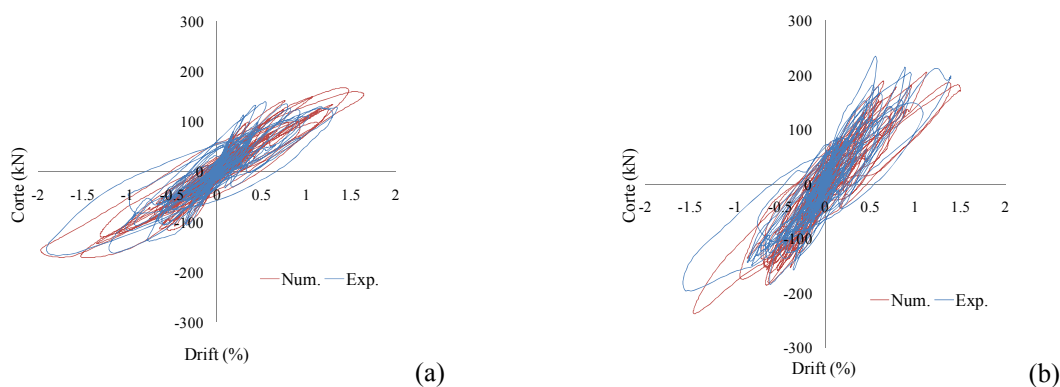


Figura 40 – Ciclos corte *vs drift* no piso 2 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

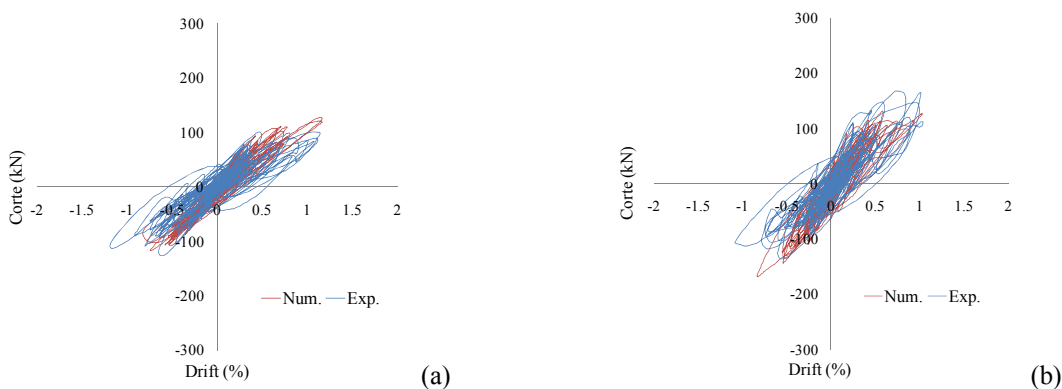


Figura 41 – Ciclos corte *vs drift* no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

Ao nível do piso 3, verifica-se pouca não linearidade na resposta, não sendo reproduzidos os maiores ciclos, pelo que a energia dissipada numericamente, neste piso, é bastante inferior à

energia dissipada experimentalmente. Embora de difícil modelação, a resposta do piso 3 não é condicionante para a resposta global da estrutura, quando comparada com a contribuição dos restantes pisos.

Da análise dos perfis de envolvente de corte máximo ao nível de cada piso (ver Figura 42), verifica-se que existe uma boa concordância do modelo numérico face aos resultados experimentais obtidos. A direcção para a qual se verificam maiores níveis de corte é a direcção y. Os perfis de *drift* (ver Figura 43) expressam, com clareza, a presença do fenómeno de *soft-storey* ao nível do piso 2. Embora no ensaio experimental o piso 3 apresente maior *drift* na direcção x, do que o piso 1, tal facto não se verificou no modelo numérico.

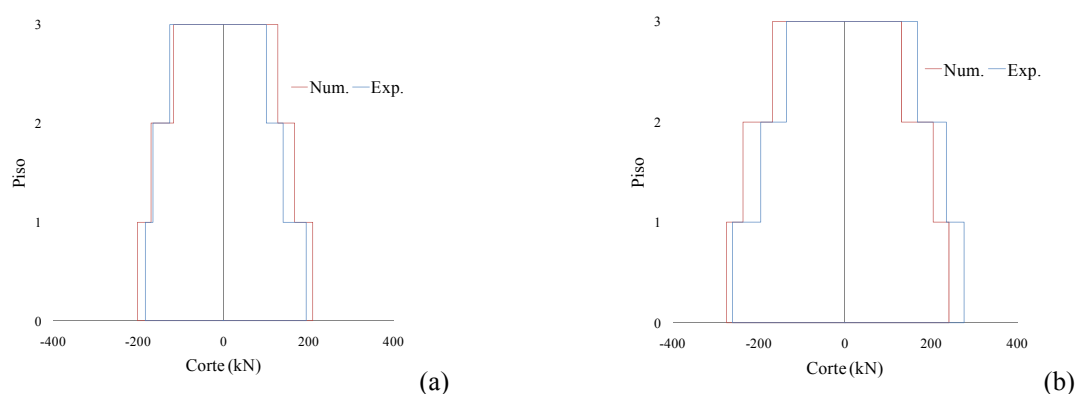


Figura 42 – Máxima força de corte por piso: (a) direcção x; direcção y.

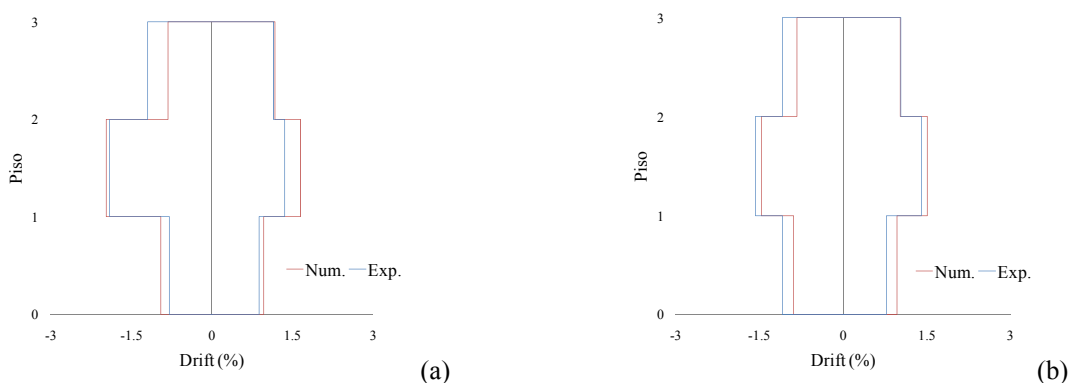


Figura 43 – Máximo *drift* por piso: (a) direcção x; (b) direcção y.

### 6.3.2. Modelo de fibras com plasticidade concentrada

Como já referido, para esta estratégia de modelação, foram utilizados diferentes comprimentos de rótulas plásticas,  $0.40h$  e  $h$ , sendo  $h=0.25m$ . O comprimento da rótula plástica que mais se aproxima do verificado experimentalmente é  $0.40h$ , pelo que apenas se apresentam os resultados numéricos para o referido comprimento.

Analisando os resultados de evolução de corte no tempo (ver Figuras 44 e 45) verifica-se que, para os dois primeiros sismos (0.02g e 0.15g), o modelo numérico reproduz, de forma satisfatória, os resultados experimentais.

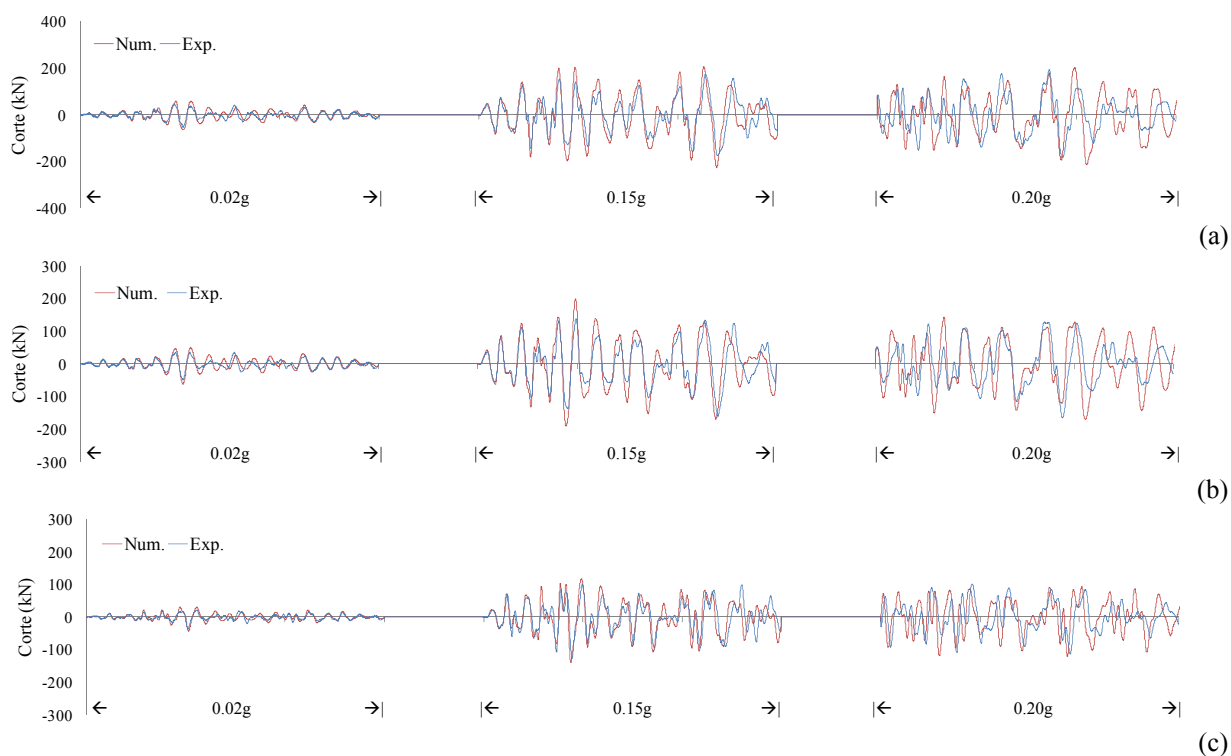


Figura 44 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).

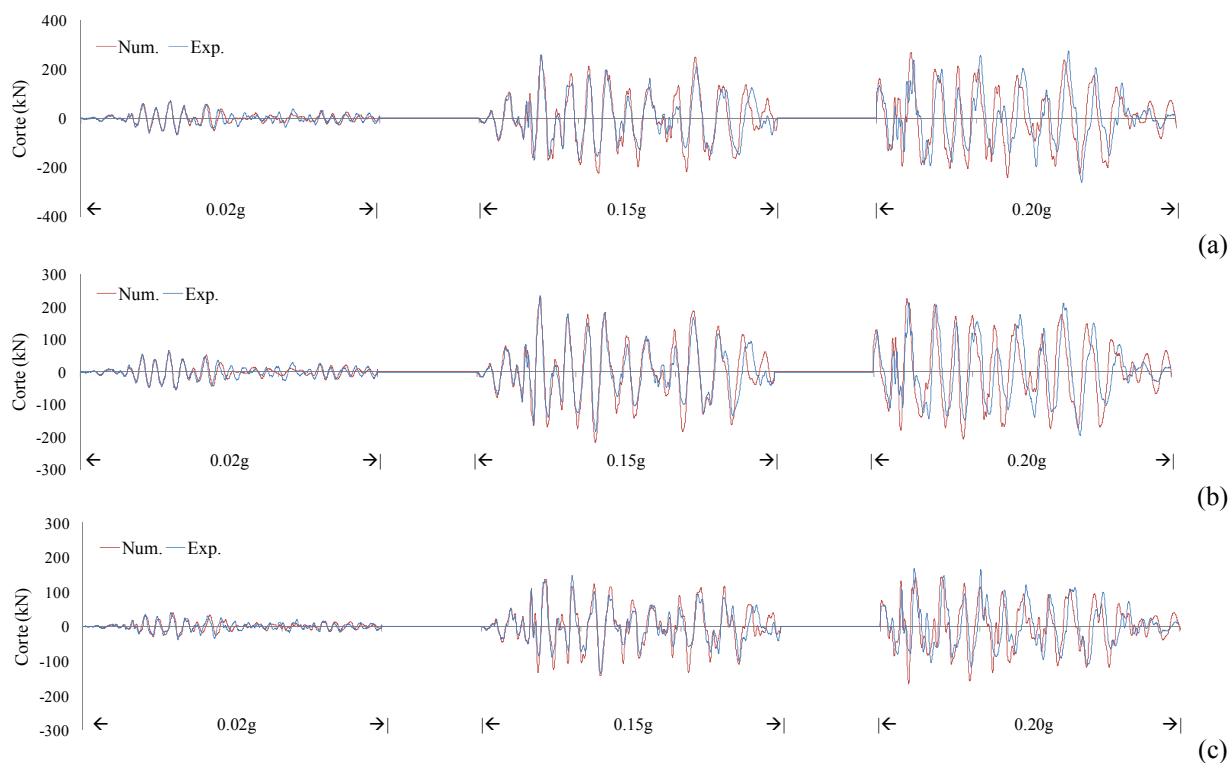


Figura 45 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).

O rigor obtido anteriormente não se verifica quando a estrutura é solicitada pelo terceiro sismo (0.20g), notando-se um ligeiro acréscimo de rigidez do modelo numérico face ao experimental, resultando em maiores forças de corte. É também perceptível um ligeiro aumento dos níveis de corte, nos instantes finais do último sismo (0.20g). Nas Figuras 46 e 47 apresenta-se a evolução do *drift* no tempo, verificando-se que o para os dois primeiros sismos (0.02g e 0.15g), o modelo numérico reproduz, com razoável aproximação, os resultados experimentais em termos de evolução do nível de *drift* em cada piso.

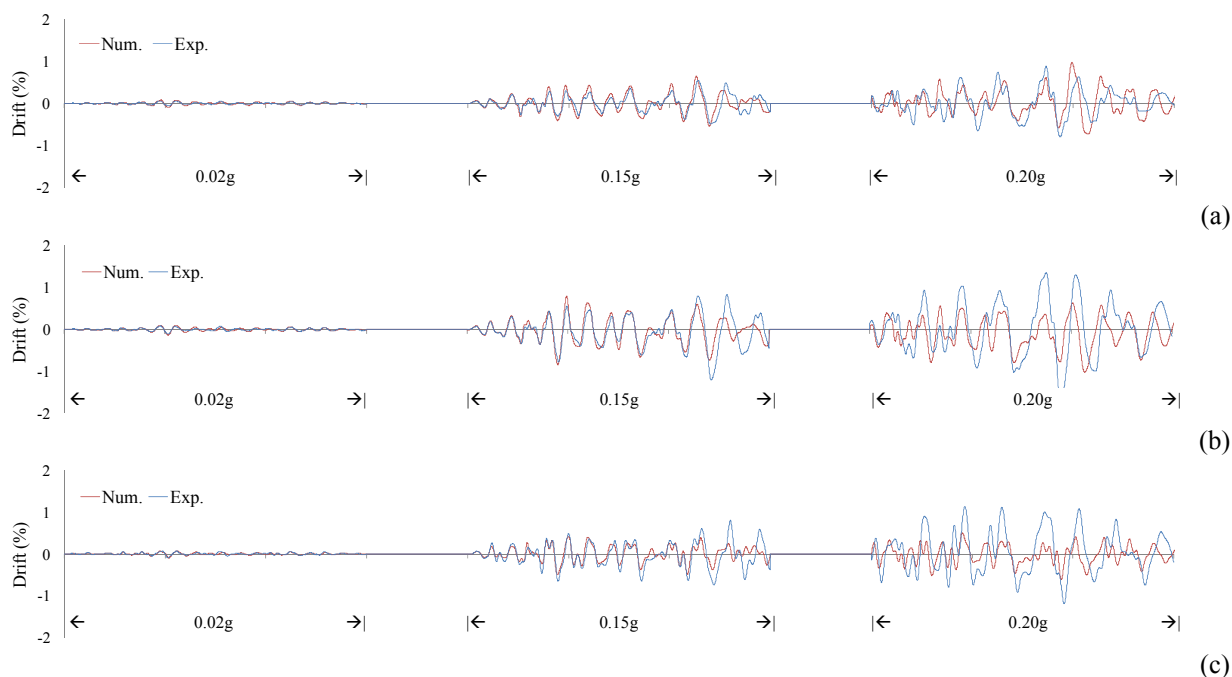


Figura 46 – Evolução do *drift* no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

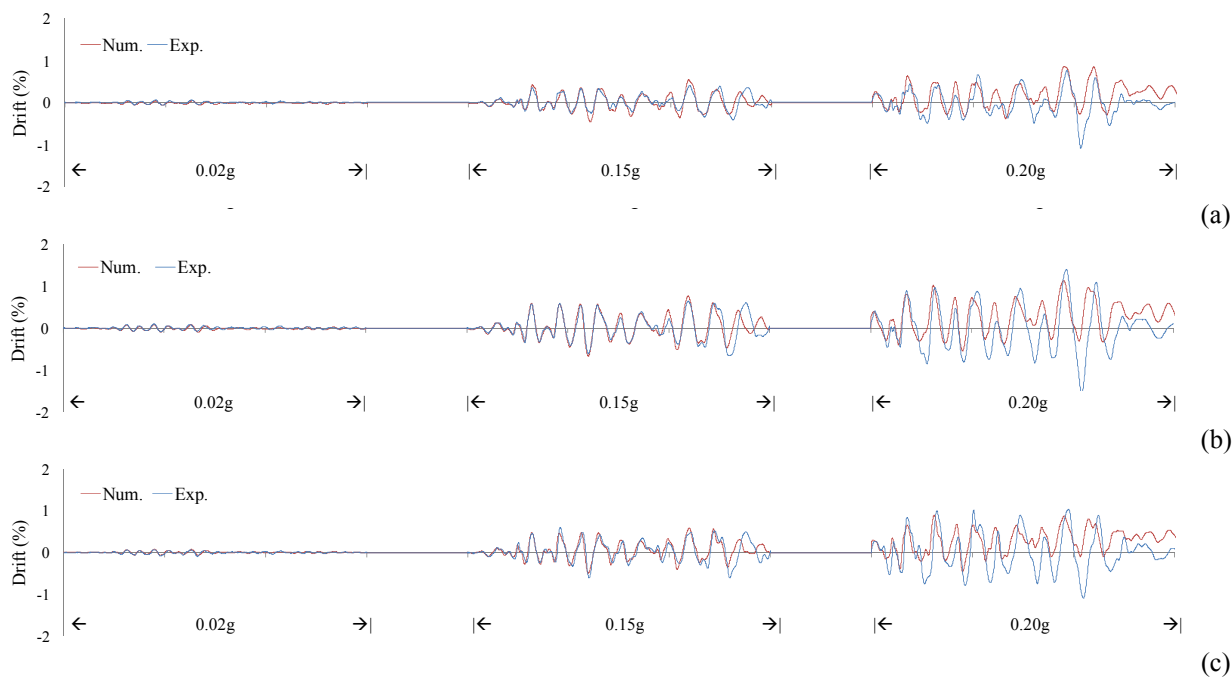


Figura 47 – Evolução do *drift* no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

Nos instantes finais do sismo (0.15g), regista-se uma certa discrepância na resposta. A resposta dinâmica com menor qualidade, ao nível da reprodução dos resultados experimentais, verifica-se para o último sismo (0.20g), no qual os valores de *drift* numérico obtidos apresentam uma diferença considerável, surgindo deformações residuais na direcção y.

Através da análise dos ciclos corte vs *drift* (ver Figuras 48, 49 e 50), é possível observar que o modelo numérico se encontra mais rígido do que o experimental e que a resposta numérica não reproduz os ciclos de maior não linearidade.



Figura 48 – Ciclos corte vs *drift* no piso 1 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

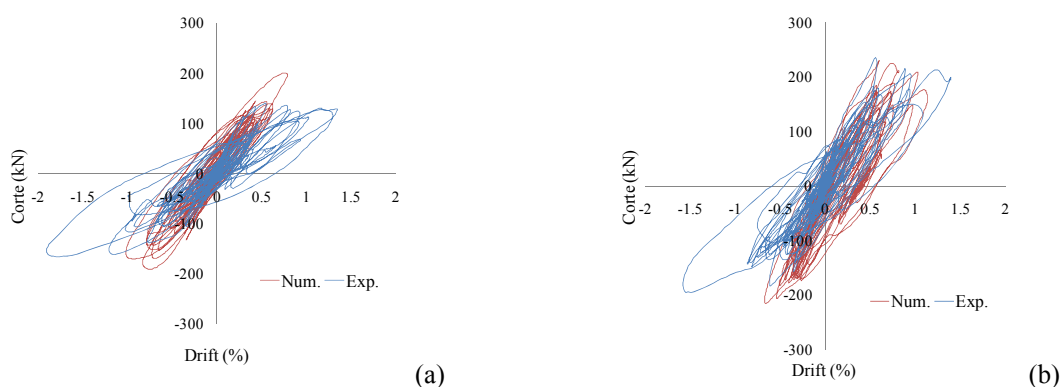


Figura 49 – Ciclos corte vs *drift* no piso 2 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

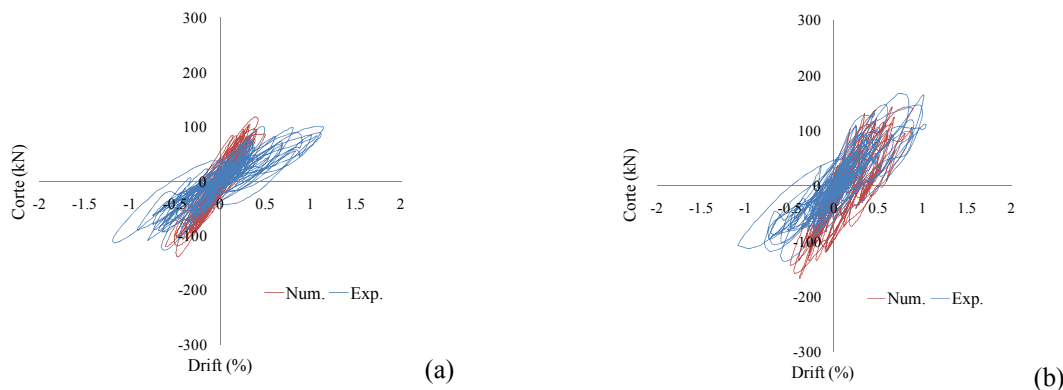


Figura 50 – Ciclos corte vs *drift* no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

Na direcção y, é perceptível a existência de algum dano residual na estrutura, pelo que a resposta numérica deixa de ser em torno da origem do eixo das abcissas.

Analisando os perfis da envolvente de corte máximo ao nível de cada piso (ver Figura 51), verifica-se que o modelo numérico acompanha, com algum erro associado, o comportamento experimental. Por seu lado, os perfis numéricos da envolvente de *drift* máximo (ver Figura 52) apresentam-se bastante distantes dos resultados experimentais, não sendo claro que exista, ao nível do piso 2, o mecanismo de *soft-storey*, embora se verifique um ligeiro acréscimo de deformação no referido piso.

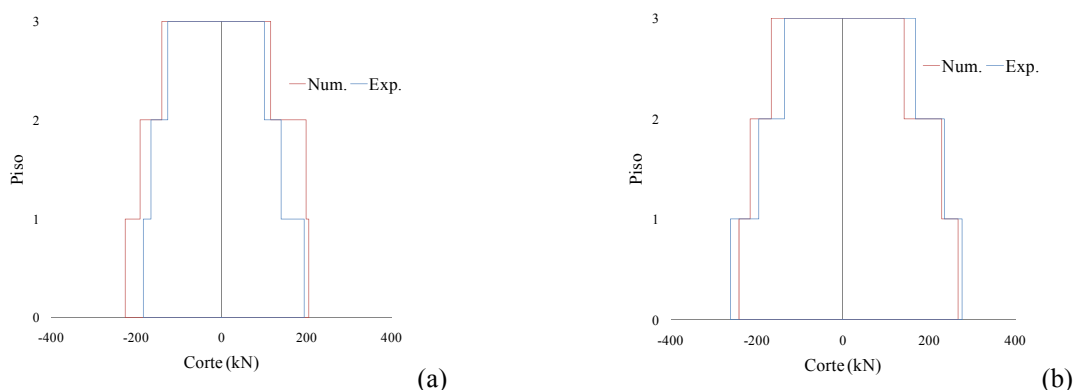


Figura 51 – Máxima força de corte por piso: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

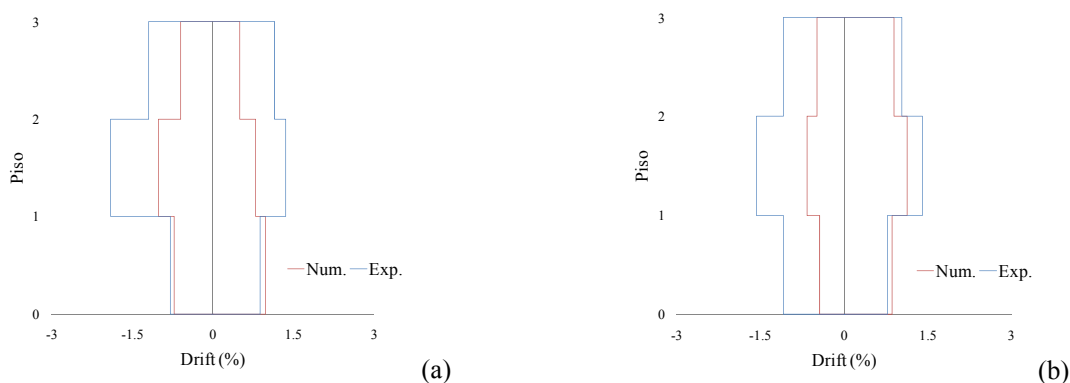


Figura 52 – Máximo *drift* por piso: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

### 6.3.3. Modelo simplificado com plasticidade distribuída

Para o modelo simplificado com plasticidade distribuída, pode verificar-se, nos gráficos representativos da evolução de corte no tempo (ver Figuras 53 e 54) que, quanto maior intensidade possuir o sismo, melhor é a reprodução dos resultados experimentais. Para o primeiro sismo (0.02g), o modelo numérico não atinge os resultados experimentais. Para os sismos seguintes (0.15g e 0.20g), o modelo numérico representa, com rigor satisfatório, os



resultados experimentais, apresentando a estrutura mais rígida na direcção y, uma vez que os níveis de corte são superiores aos experimentais.

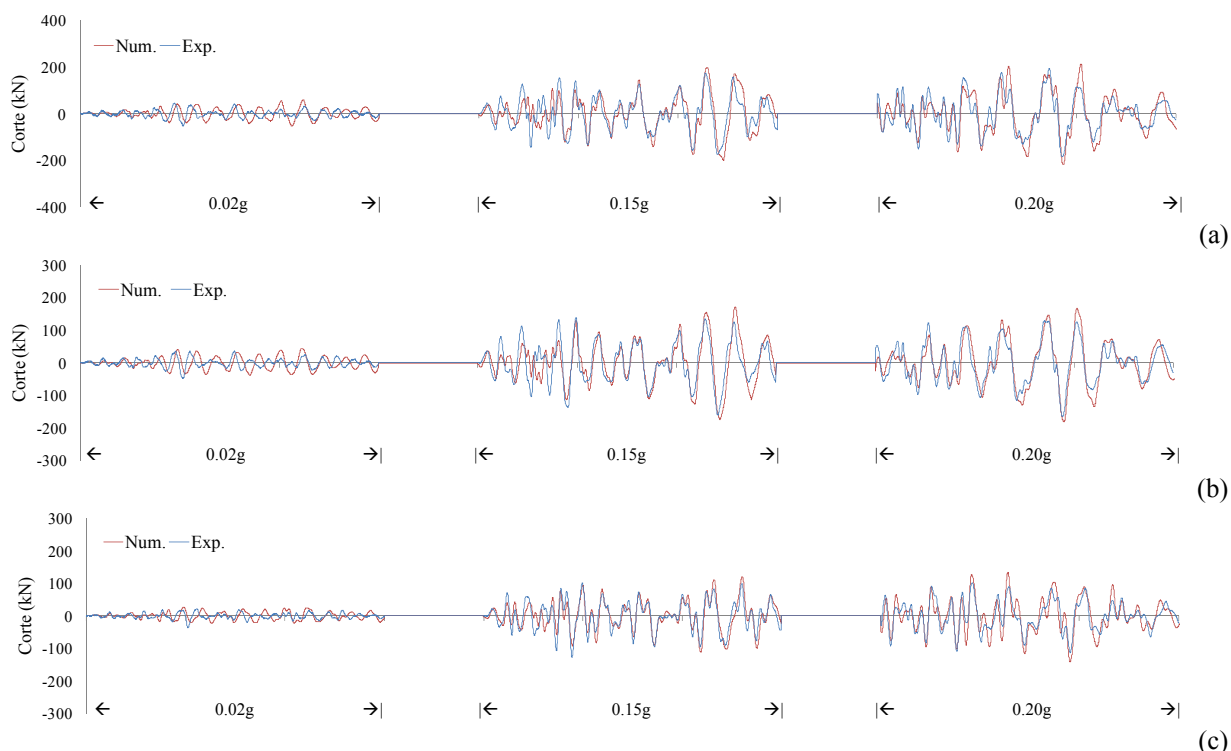


Figura 53 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

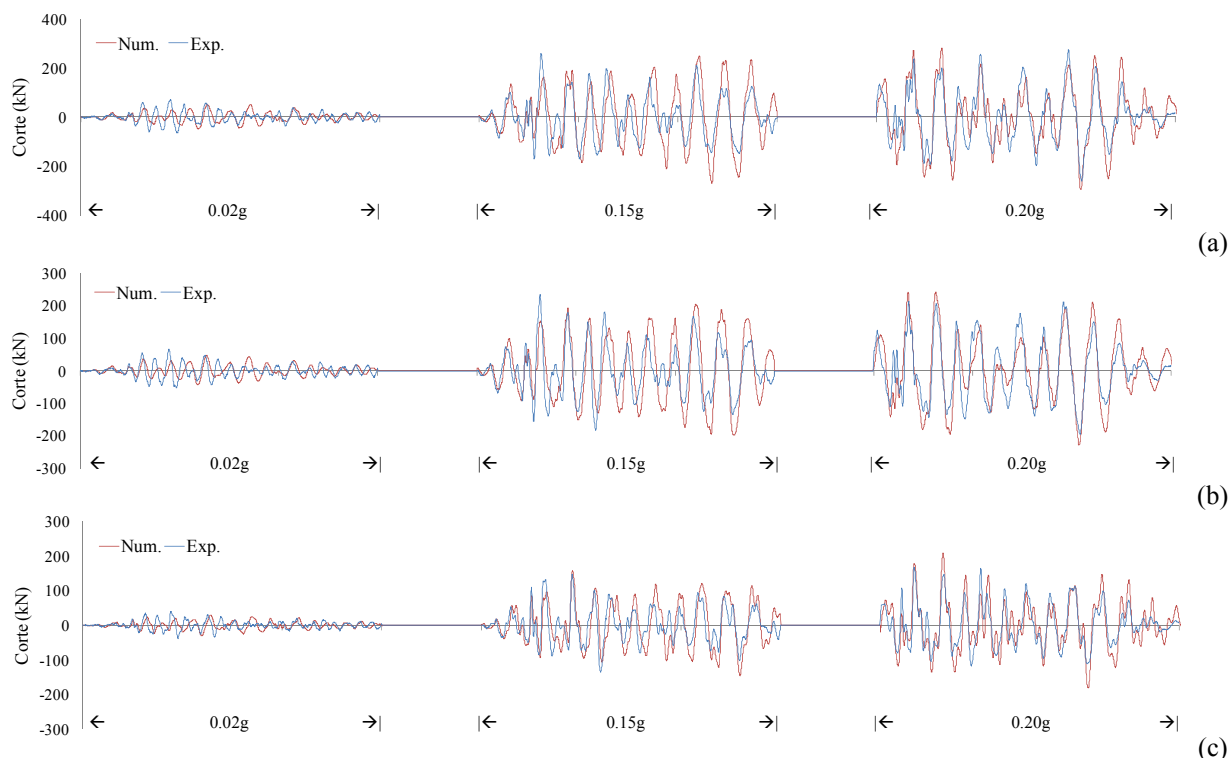


Figura 54 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

Analisando a evolução do *drift* no tempo (ver Figuras 55 e 56), para o primeiro sismo (0.02g), verifica-se que o modelo numérico não reproduz a resposta experimental. Quando solicitado

pelos restantes sismos (0.15g e 0.20g), constata-se que o modelo numérico está em fase com os resultados experimentais. O nível de *drift* obtido na direcção y, durante o segundo sismo (0.15g), é mais elevado, uma vez que os picos registados são maiores. Na referida direcção, verifica-se que a realização da análise estática, pela introdução das cargas gravíticas, confere ao modelo alguma deformação residual inicial.

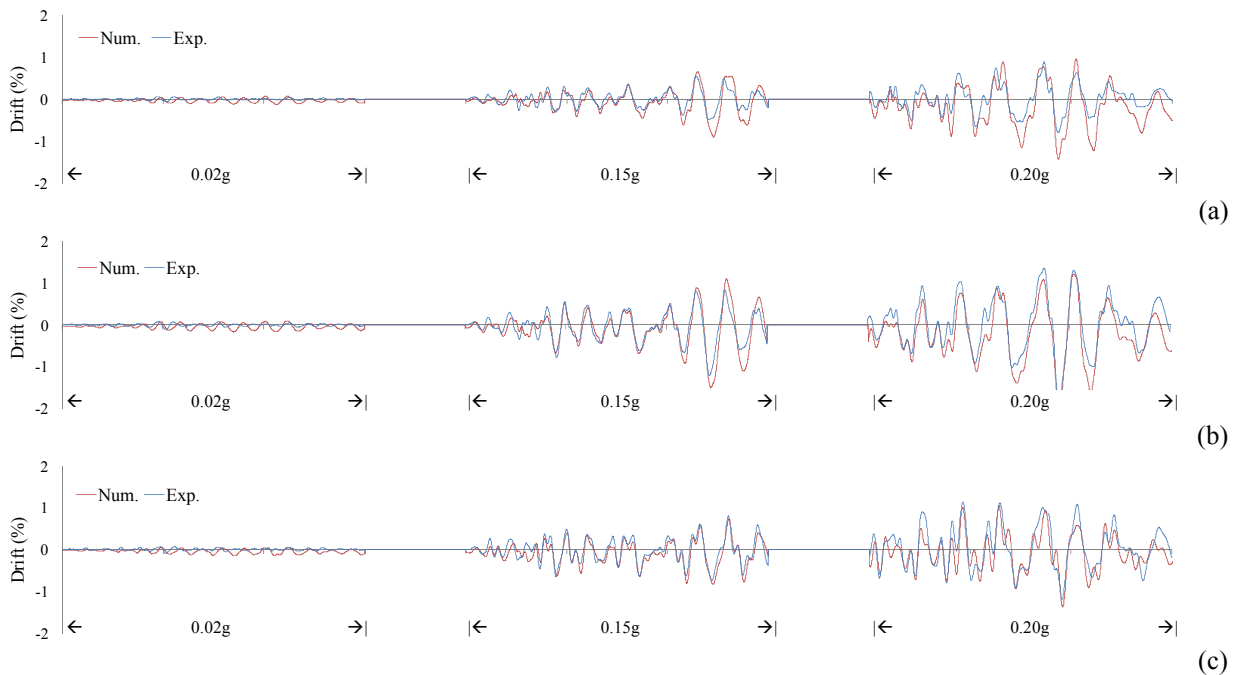


Figura 55 – Evolução do *drift* no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3.

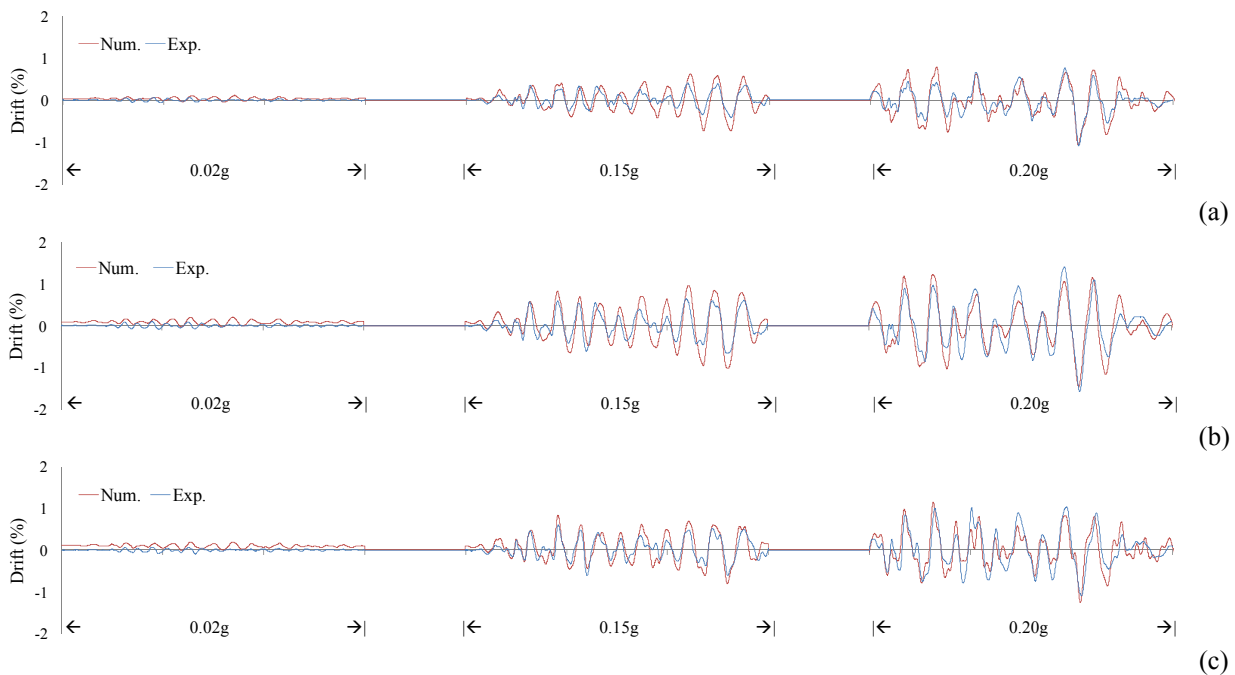


Figura 56 – Evolução do *drift* no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3.

Avaliando os ciclos corte *vs drift* obtidos com este modelo numérico (ver Figuras 57, 58 e 59), observa-se uma concordância global da resposta numérica face à experimental. O modelo numérico encontra-se ligeiramente menos rígido do que a estrutura do ensaio experimental. Os resultados obtidos no piso 3 demonstram alguma não linearidade na resposta. Na direcção y, os valores máximos de corte numérico são sensivelmente superiores aos experimentais.

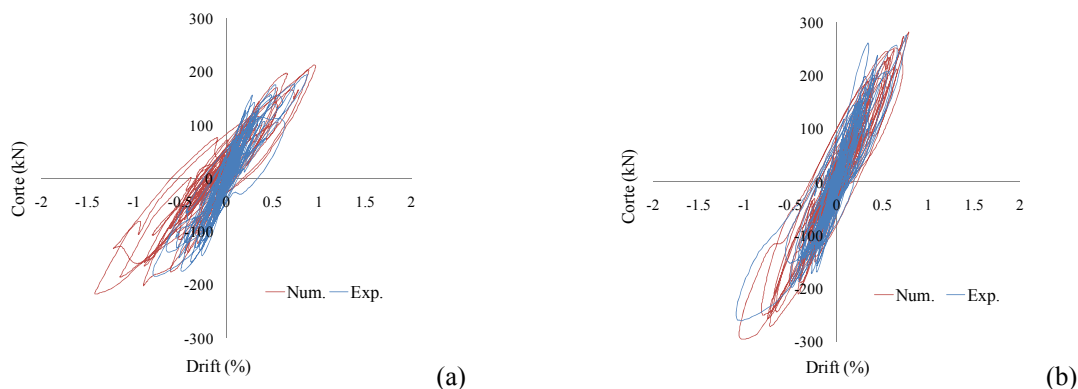


Figura 57 – Ciclos corte *vs drift* no piso 1 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

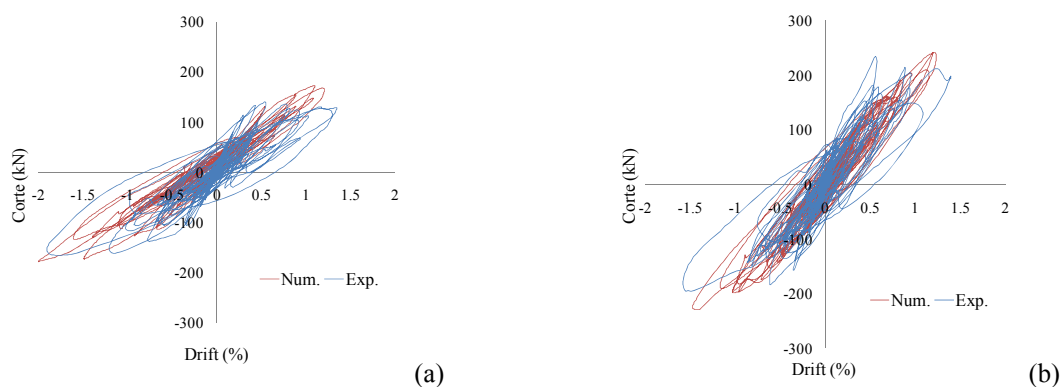


Figura 58 – Ciclos corte *vs drift* no piso 2 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

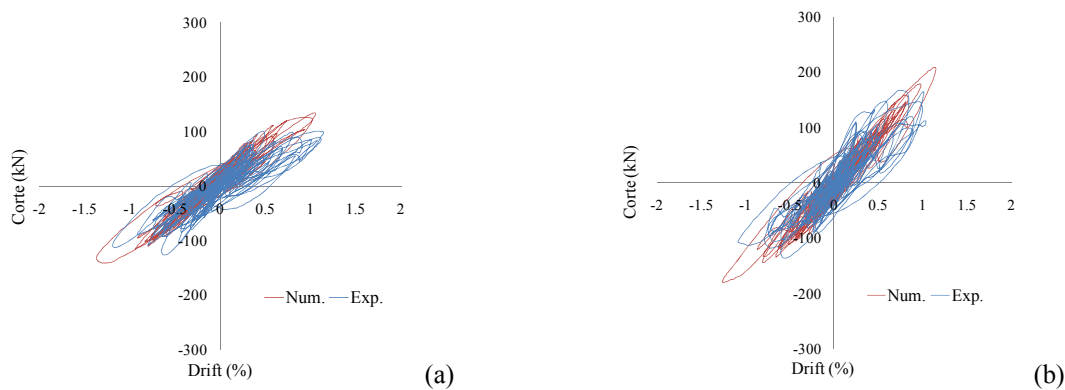


Figura 59 – Ciclos corte *vs drift* no piso 3 para a: (a) direcção x; (b) direcção y.

Ao analisar os perfis da envolvente de corte máximo para cada piso (ver Figura 60), conclui-se que o modelo numérico acompanha a evolução do experimental, verificando-se, em ambas as direcções, as maiores diferenças ao nível do piso 3. No referente aos perfis da envolvente de *drift* máximo (ver Figura 61), verifica-se uma resposta numérica bastante satisfatória, sendo reproduzido o mecanismo de *soft-storey*, ao nível do piso 2, havendo apenas alguma discrepância da resposta numérica no piso 1 na direcção x, resultado de um ciclo não linear bastante superior a todos os outros.

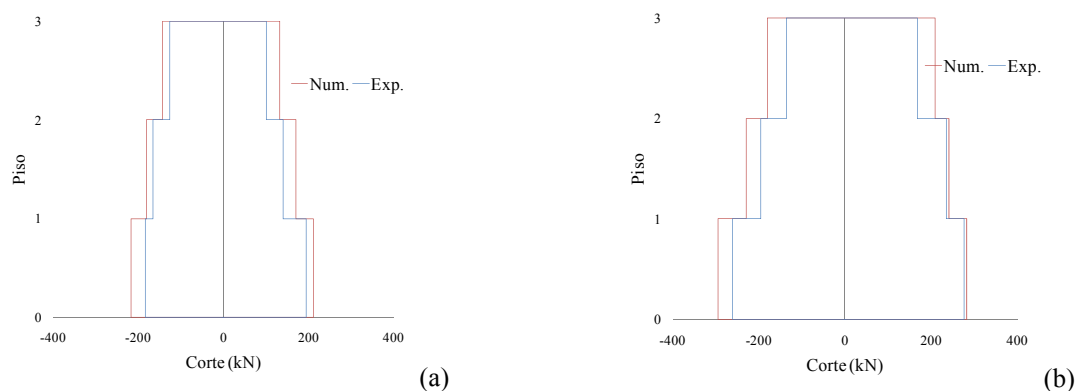


Figura 60 – Máxima força de corte por piso: (a) direcção x; (b) direcção y.

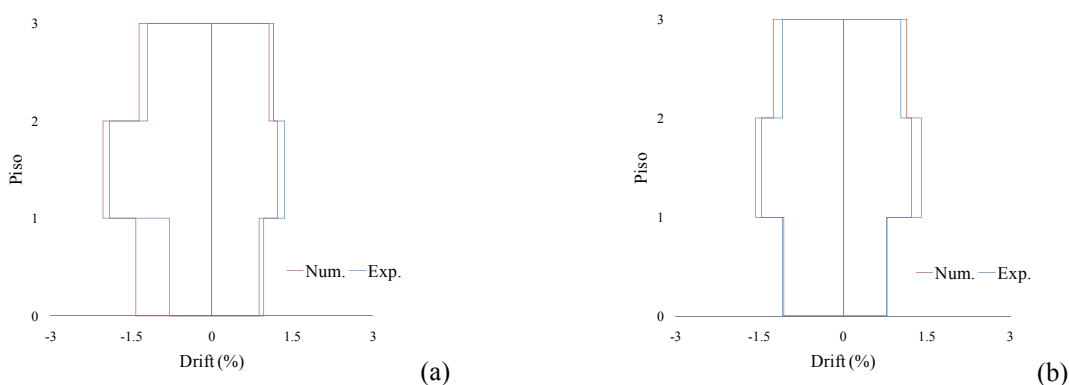


Figura 61 – Máximo *drift* por piso: (a) direcção x; (b) direcção y.

#### 6.3.4. Modelo simplificado com plasticidade concentrada

Em concordância com o referido para o modelo de fibras com plasticidade concentrada, são apenas apresentados os resultados relativos ao comprimento de rótula plástica ( $0.40h$ ). No entanto, sempre que se justificar, são apresentados resultados relativos ao comprimento de rótula plástica  $h$ . Avaliando a evolução do corte no tempo (ver Figuras 62 e 63), verifica-se que, em ambas as direcções, o nível de esforço de corte a que o modelo está sujeito é maior do que o experimental. Dos três momentos sísmicos a que o modelo está sujeito, apenas no segundo ( $0.15g$ ) existe uma representação da resposta numérica em concordância com a

experimental, verificando-se, contudo, alguns picos de resposta no modelo numérico que não existem no experimental. Para o último sismo (0.20g), a qualidade da resposta sísmica do modelo numérico é bastante reduzida, principalmente na direcção x.

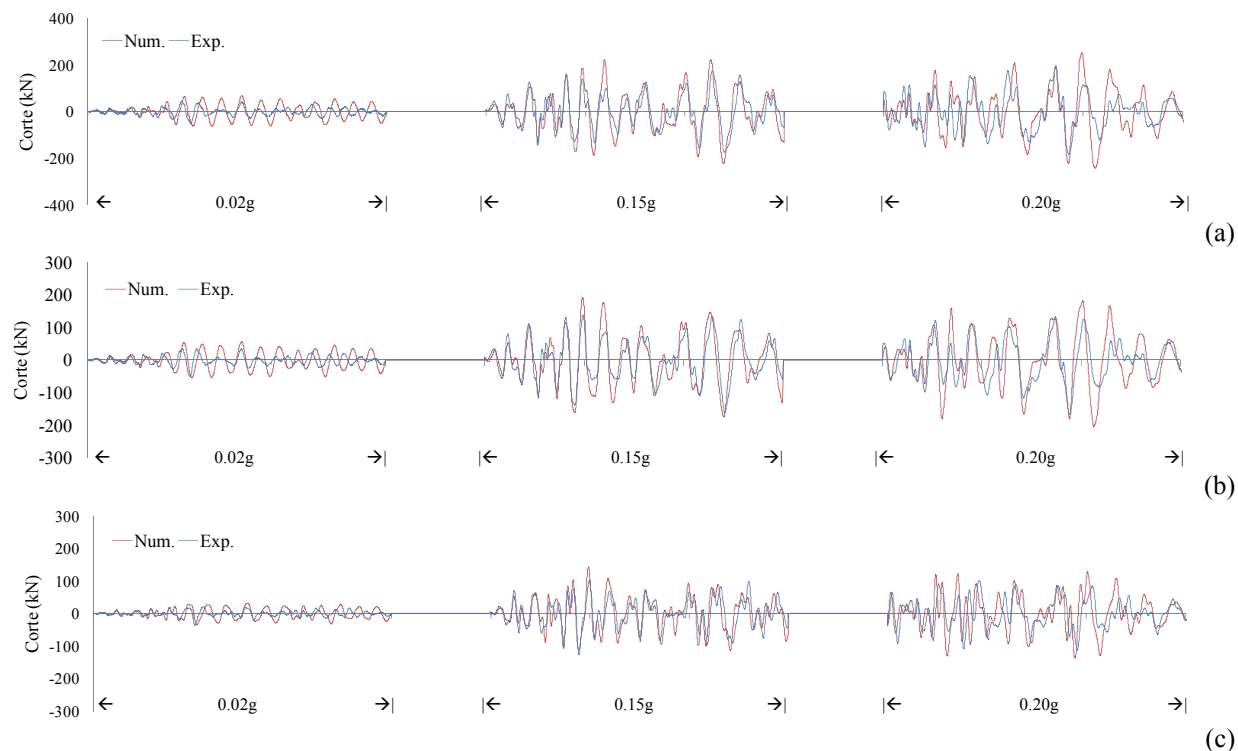


Figura 62 – Evolução do corte no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).

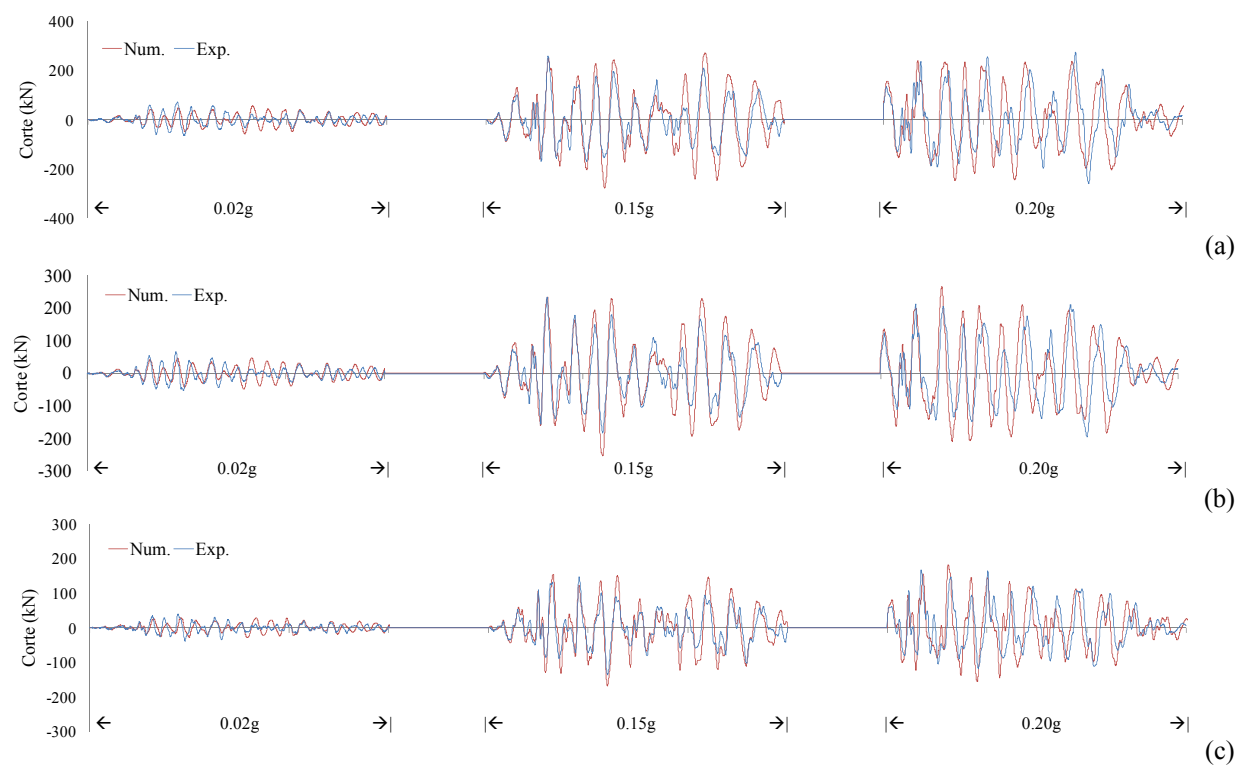


Figura 63 – Evolução do corte no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 - rótulas plásticas (0.40h).

Os resultados numéricos obtidos para a evolução do *drift* no tempo (ver Figuras 64 e 65) demonstram, como verificado no corte, que a melhor resposta é conseguida para o segundo sismo (0.15g). Na direcção x, os resultados numéricos apresentam menor correspondência do que na direcção y, principalmente ao nível do último sismo (0.20g).

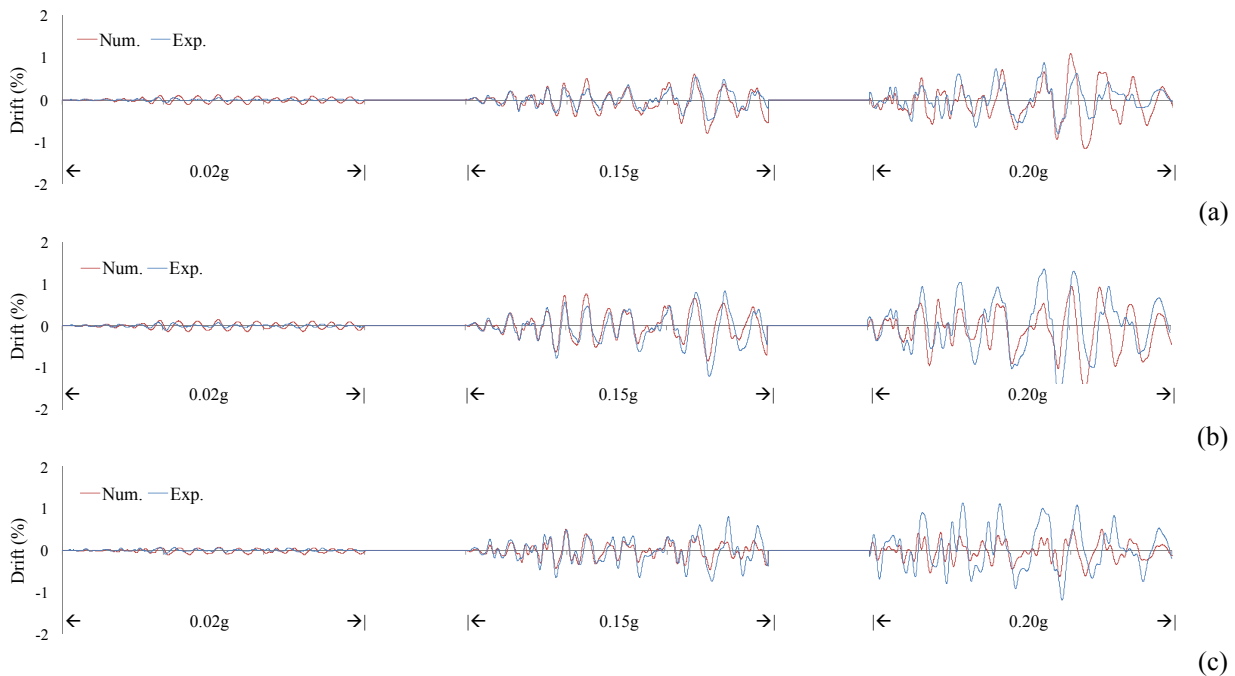


Figura 64 – Evolução do *drift* no tempo na direcção x: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

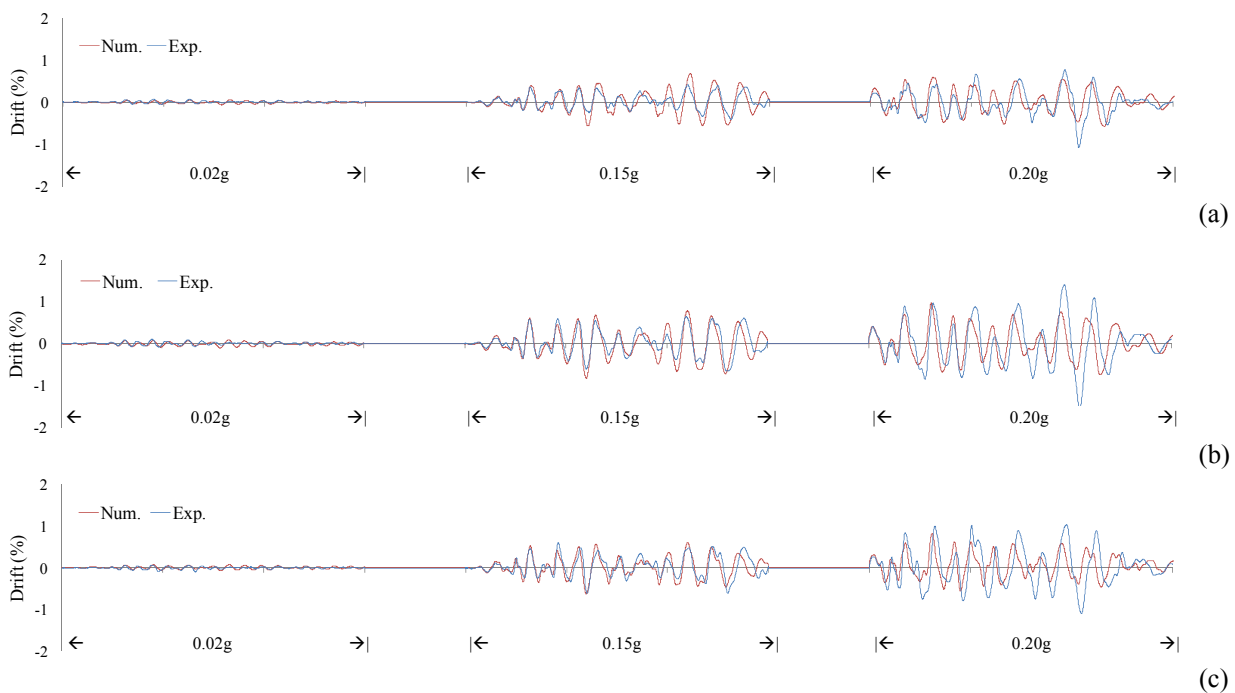


Figura 65 – Evolução do *drift* no tempo na direcção y: (a) piso 1; (b) piso 2, (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

Analisando os ciclos corte *vs drift* (ver Figuras 66, 67 e 68) para o comprimento de rótulas plásticas ( $0.40h$ ), verifica-se que o modelo numérico se encontra ligeiramente mais rígido do que o experimental e que a resposta numérica não contém o mesmo nível de não linearidade, exceptuando o comportamento do piso 1 para a direcção  $x$ .

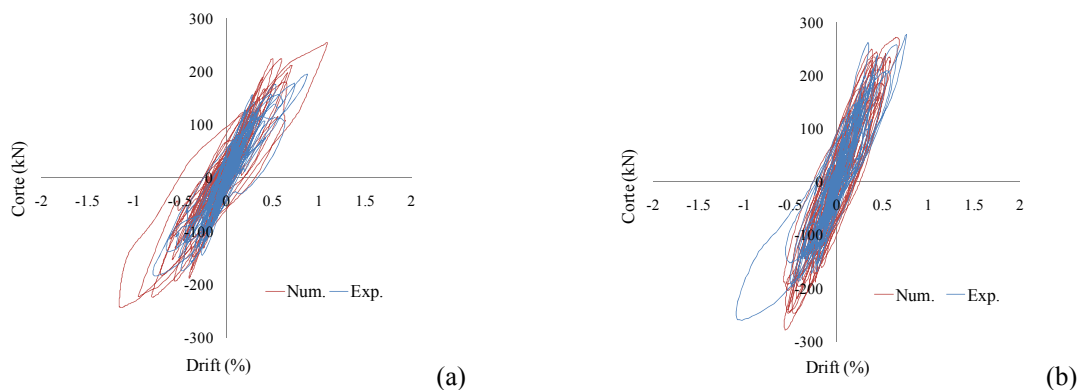


Figura 66 – Ciclos corte *vs drift* no piso 1 para a: (a) direcção  $x$ ; (b) direcção  $y$  – rótulas plásticas ( $0.40h$ ).

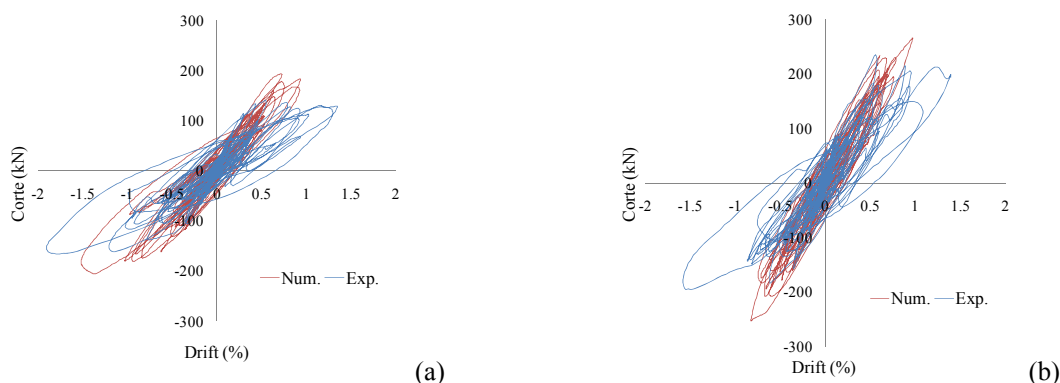


Figura 67 – Ciclos corte *vs drift* no piso 2 para a: (a) direcção  $x$ ; (b) direcção  $y$  – rótulas plásticas ( $0.40h$ ).

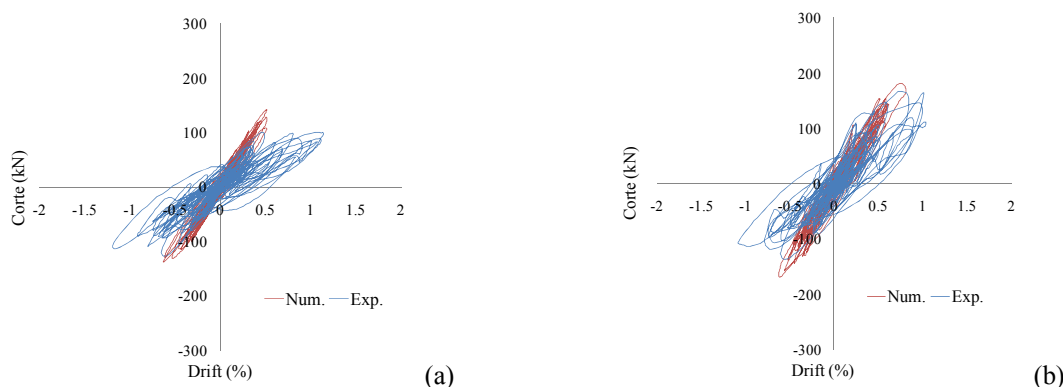


Figura 68 – Ciclos corte *vs drift* no piso 3 para a: (a) direcção  $x$ ; (b) direcção  $y$  – rótulas plásticas ( $0.40h$ ).

Ao analisar os perfis da envolvente de corte máximo (ver Figura 69), verifica-se que existe uma tendência para reproduzir a resposta experimental, no entanto, na direcção  $x$ , os níveis de corte a que modelo está sujeito são consideravelmente superiores.

No respeitante aos perfis da envolvente de *drift* máximo obtidos (ver Figura 70), verifica-se que, apesar da resposta numérica ser semelhante à experimental, a grandeza de valores é distante. Apenas no piso 1, na direcção x, foram obtidos níveis de *drift* superiores aos experimentais. Note-se ainda que, no piso 2, foi registado um ligeiro acréscimo de *drift* face aos restantes pisos.

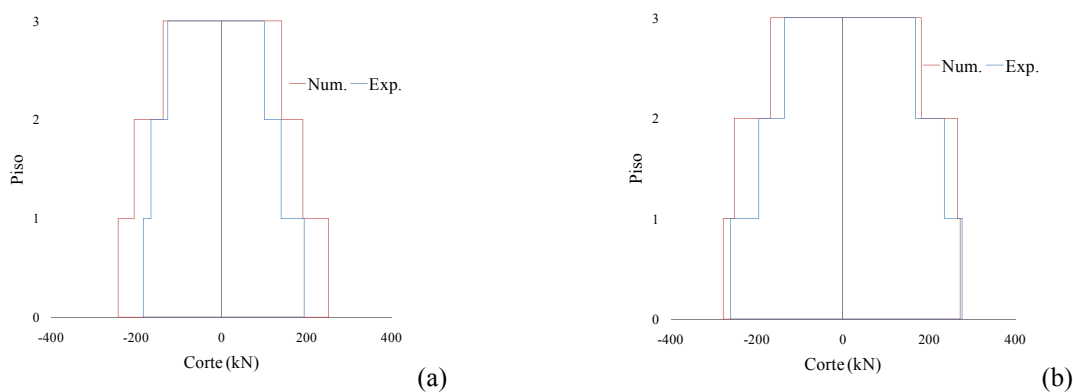


Figura 69 – Perfil de corte na: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

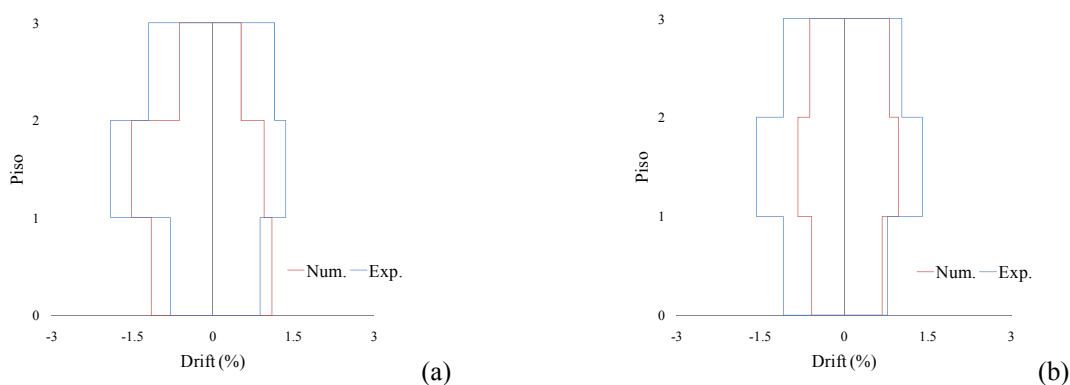


Figura 70 – Perfil de drift na: (a) direcção x; (b) direcção y – rótulas plásticas (0.40h).

## 6.4. Rotação

Neste ponto são apresentados os resultados da rotação relativa dos modelos numéricos para cada piso. Optou-se pela apresentação das rotações relativas, pois são estas que permitem ter a informação correcta acerca da rotação efectiva de cada piso. Em concordância com os resultados anteriores, apresenta-se, no mesmo gráfico, a resposta correspondente aos três sismos. Ressalva-se que, para as modelações com plasticidade concentrada, são apresentados apenas os resultados respeitantes ao comprimento de rótula plástica (0.40h). Sempre que se considere relevante, são também apresentados resultados do outro comprimento de rótula plástica considerado.



### 6.4.1. Modelo de fibras com plasticidade distribuída

Ao analisar os gráficos com a evolução da rotação no tempo (ver Figura 71), verifica-se algum desfasamento dos resultados numéricos em relação aos experimentais. Para o segundo sismo (0.15g), existe algum desfasamento da resposta numérica face à experimental, no entanto, os picos continuam a verificar-se, sensivelmente, para os mesmos instantes. A resposta do modelo numérico, quando solicitado pelo terceiro sismo (0.20g), apresenta, de novo, menor desfasamento e uma evolução em concordância com os resultados experimentais. No final do segundo sismo (0.15g), verifica-se um ligeiro aumento da rotação do modelo numérico, consequência do nível de amortecimento considerado na modelação.

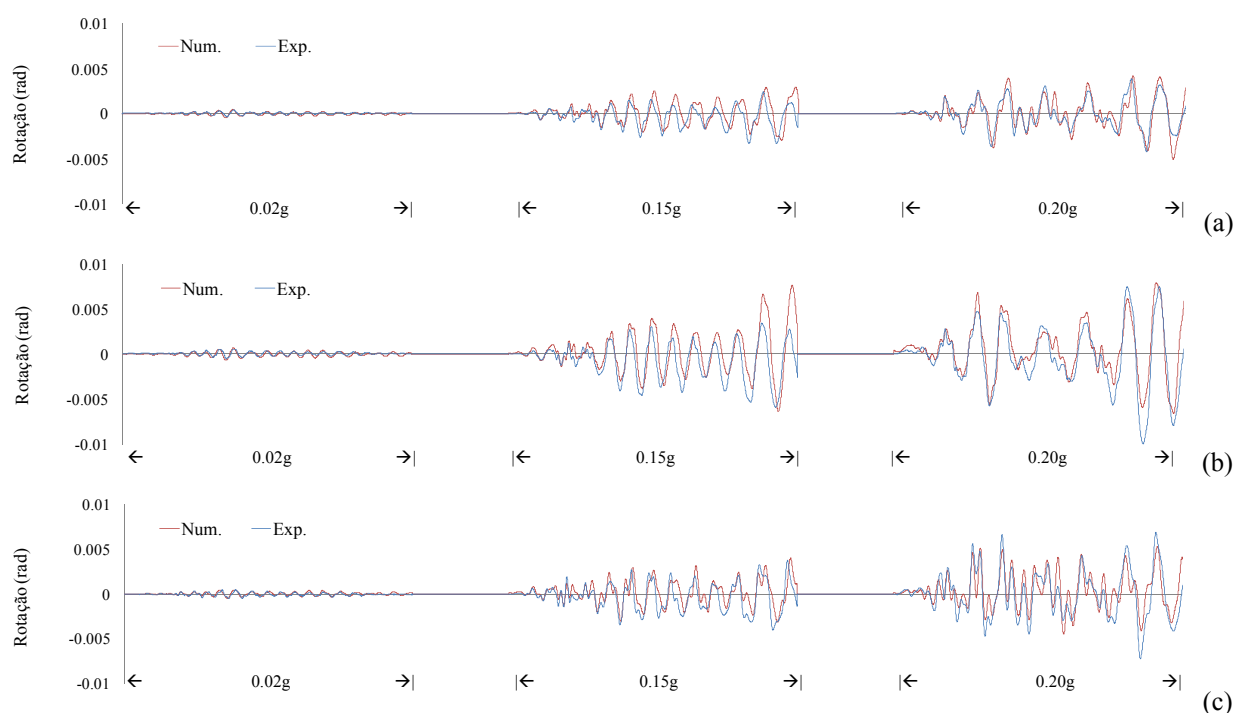


Figura 71 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

### 6.4.2. Modelo de fibras com plasticidade concentrada

Ao analisar a evolução da rotação no tempo para o modelo com rótulas plásticas com dimensão de 0.40h (ver Figura 72), verifica-se que, apenas para os dois primeiros sismos (0.02g e 0.15g), existe alguma concordância entre os resultados numéricos e os experimentais, ocorrendo os picos sensivelmente nos mesmos instantes de tempo. Porém no final do segundo sismo (0.15g), a resposta numérica deixa de estar em fase com a experimental. A resposta numérica para o último sismo (0.20g) não reproduz o comportamento experimental. Além de não estar em fase com os resultados experimentais, a resposta numérica não atinge a mesma ordem de grandeza.

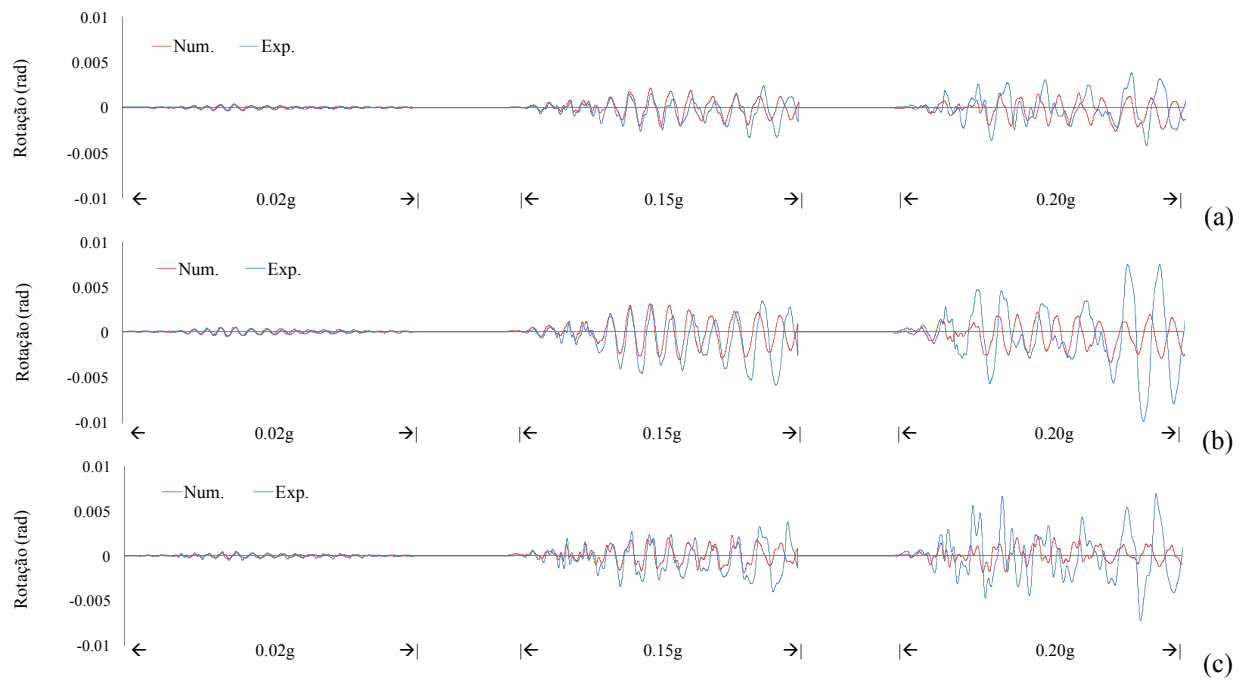


Figura 72 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

### 6.4.3. Modelo simplificado com plasticidade distribuída

Os resultados numéricos obtidos para a rotação com o modelo simplificado com plasticidade distribuída (ver Figura 73) demonstram, que a melhor resposta numérica é atingida com solicitações de intensidade suficiente para que o comportamento da estrutura seja feito maioritariamente em regime não linear, como é o caso do último sismo (0.20g).

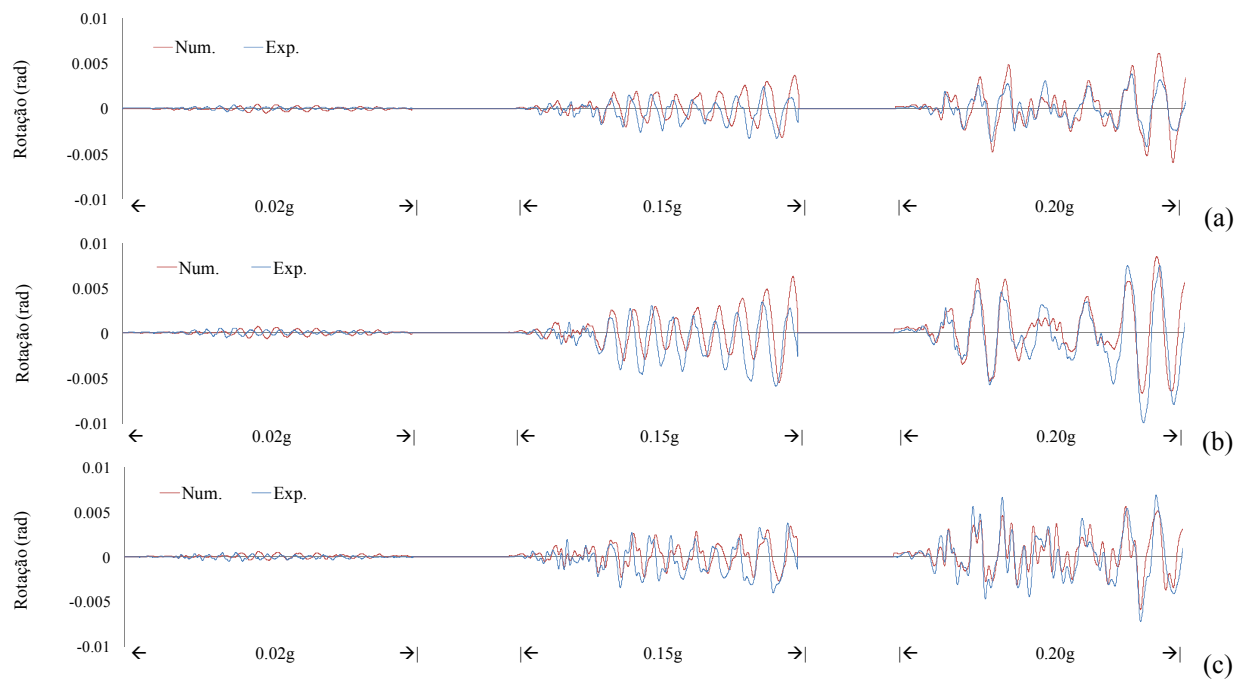


Figura 73 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3.

No primeiro sismo (0.02g), cuja resposta é dada em regime linear, o modelo numérico não consegue reproduzir a resposta experimental, porém, à medida que a intensidade dos sismos vai aumentando, verifica-se um gradual acompanhamento da resposta numérica face à experimental. No segundo sismo (0.15g), embora a resposta numérica ainda se apresente desfasada da experimental, já se inicia alguma simultaneidade de picos. No final do referido sismo (0.15g), verifica-se um ligeiro aumento dos níveis de rotação, consequência da grandeza do amortecimento considerado.

#### 6.4.4. Modelo simplificado com plasticidade concentrada

Em concordância com os restantes resultados de modelos com plasticidade concentrada, são apresentados apenas os resultados para o comprimento de rótulas plásticas 0.40h. Ao analisar os resultados obtidos no modelo simplificado com plasticidade concentrada, com comprimentos de rótulas plásticas 0.40h (ver Figura 74), verifica-se que este tipo de modelo numérico não reproduz, com satisfatória aproximação, os resultados experimentais, particularmente no que diz respeito ao último sismo (0.20g).

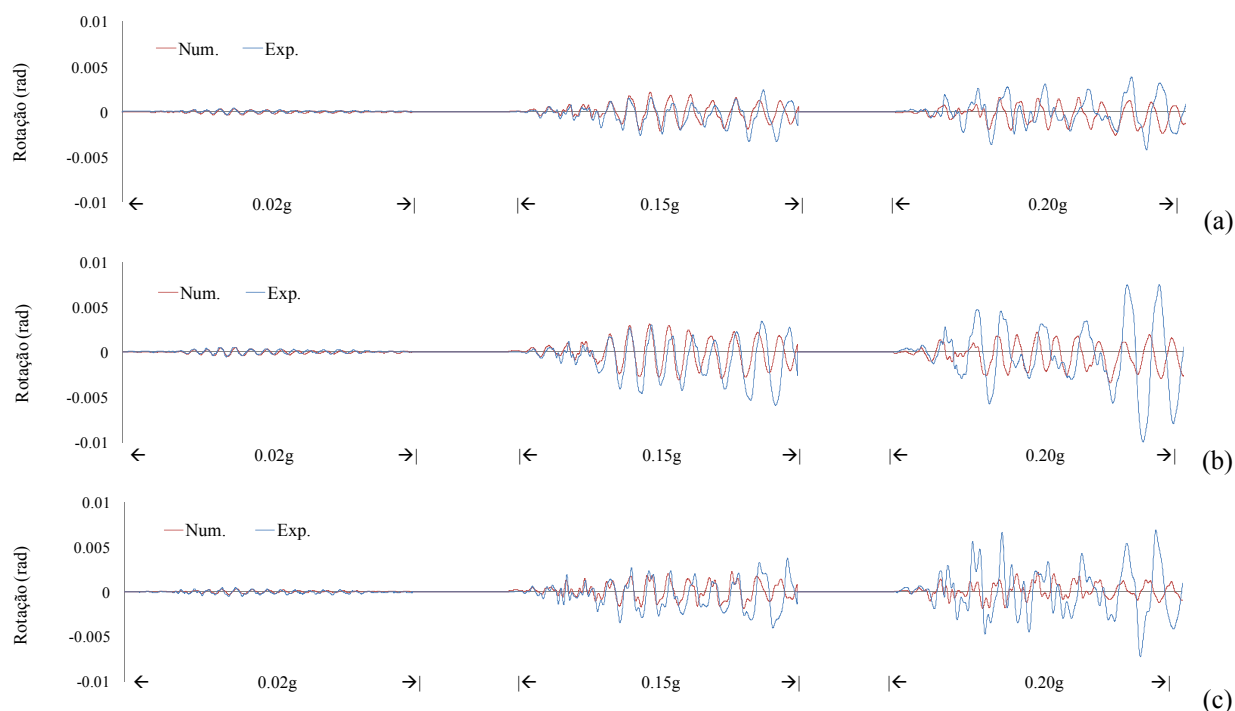


Figura 74 – Evolução da rotação no tempo: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3 – rótulas plásticas (0.40h).

## 6.5. Energia dissipada

Os resultados respeitantes às energias dissipadas apresentam-se, neste ponto, com recurso à representação gráfica da evolução da energia total, correspondendo a mesma à soma da energia dissipada devido ao comportamento histerético, por piso, com a energia acumulada sob energia potencial elástica. O cálculo da energia dissipada é feito pela integração dos ciclos de corte *vs drift* e dos ciclos momento torsor *vs* rotação, correspondendo à evolução da energia dissipada internamente pela estrutura.

### 6.5.1. Modelo de fibras com plasticidade distribuída

A curva da dissipação de energia no modelo numérico acompanha a evolução registada experimentalmente (ver Figura 75), verificando-se a maior discrepância no final do último sismo. Durante o primeiro sismo (0.02g), em que a resposta é dada em regime linear, a dissipação de energia é próxima de zero. O modelo numérico dissipa, durante todo o ensaio, menos energia do que o experimental, sendo a diferença final de cerca de 8%. Além da dissipação de energia dos modelos numéricos ser, em geral, menor do que a que na realidade as estruturas dissipam, o facto de a armadura ser lisa impõe menor propagação de dano nos elementos e consecutivamente menor dissipação de energia. Contudo, importa ressaltar que a diferença verificada entre os resultados numéricos e os experimentais poderia ser menor se fosse considerada também a energia dissipada devido ao comportamento viscoso.

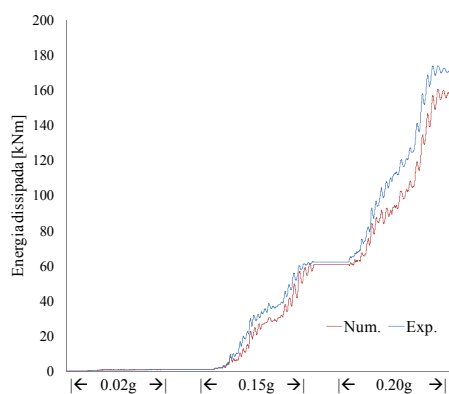


Figura 75 – Energia dissipada total.

### 6.5.2. Modelo de fibras com plasticidade concentrada

Analisando a evolução da energia dissipada no tempo (ver Figura 76), constata-se que existe um acompanhamento da resposta numérica face à experimental. Para todos os comprimentos

de rótulas plásticas considerados, a estrutura quase não dissipa energia durante o primeiro sismo (0.02g). Centrando-se a análise nos comprimentos de rótulas plásticas de 0.40h, verifica-se que a energia dissipada é bastante semelhante para todos os acontecimentos sísmicos do ensaio. As maiores discrepâncias são visíveis para a modelação em que o comprimento considerado para as rótulas plásticas foi igual a h. No entanto, no final do ensaio, o modelo numérico para 0.40h apresenta uma diferença de cerca de 6.5%, face à diferença de 5.5% registada pelo modelo numérico para h. Observa-se que, para os modelos com rótulas plásticas de menor dimensão, existe maior dissipação de energia. Tal facto é justificado pela maior deformação das fibras, para o mesmo nível de deformação do elemento.

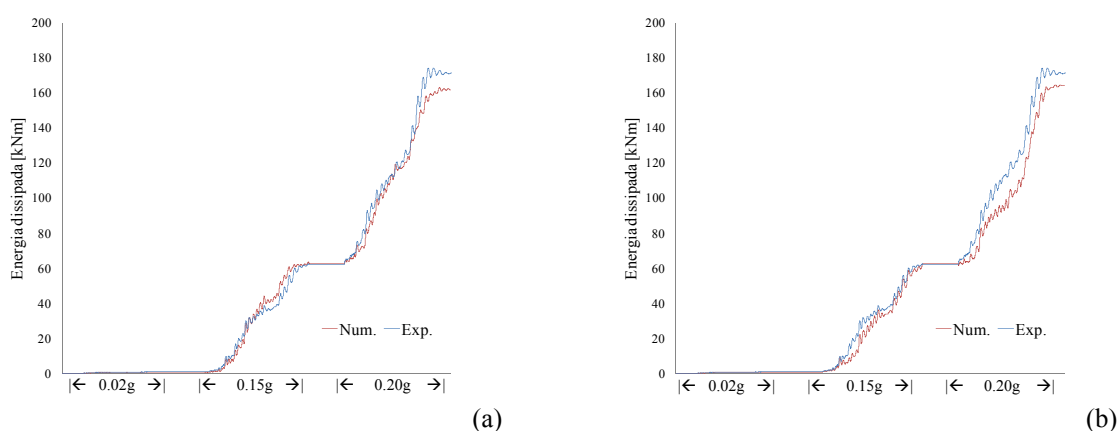


Figura 76 – Energia dissipada total: (a) rótulas plásticas com 0.40h; (b) rótulas plásticas com h.

### 6.5.3. Modelo simplificado com plasticidade distribuída

Da análise realizada à evolução da energia dissipada (ver Figura 77), verifica-se um acompanhamento da evolução da energia dissipada numérica face à experimental. Durante o primeiro sismo (0.02g), a estrutura quase não dissipa energia.

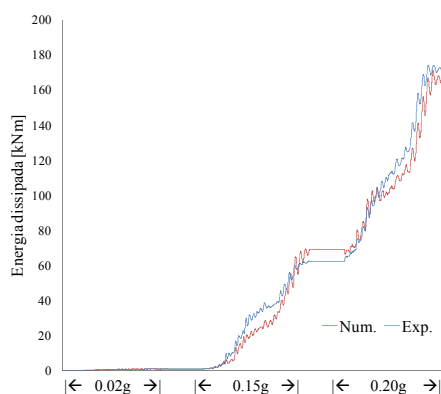


Figura 77 – Energia dissipada total.

Para o segundo sismo (0.15g), verifica-se um acréscimo de dissipação de energia significativo, passando o modelo numérico a dissipar mais energia do que a estrutura ensaiada experimentalmente. Durante o último sismo (0.20g), verifica-se uma ligeira diferença, cerca de 2%, entre o modelo numérico e os resultados experimentais. De um modo geral, os resultados globais são bastante satisfatórios.

#### 6.5.4. Modelo simplificado com plasticidade concentrada

Da comparação apresentada referente à evolução da energia dissipada no tempo (ver Figura 78), verifica-se que a resposta numérica se aproxima da resposta experimental. Durante o primeiro sismo, em que a resposta da estrutura é conseguida em regime linear, a dissipação de energia é muito próxima de zero. Para os dois modelos numéricos existe maior dissipação de energia no segundo sismo (0.15g). Durante o sismo de maior intensidade (0.20g), o modelo numérico para o qual se obteve melhores resultados foi o de comprimento de rótula plástica 0.40h. Este facto está relacionado com a necessidade de serem atingidos maiores níveis de não linearidade na resposta, para a mesma deformação, consequência da reduzida dimensão das rótulas. O modelo numérico no caso de 0.40h dissipa mais 0.25% de energia do que o experimental. No caso do comprimento de rótula plástica h, o modelo numérico dissipa menos de 1.25% do que o verificado experimentalmente.

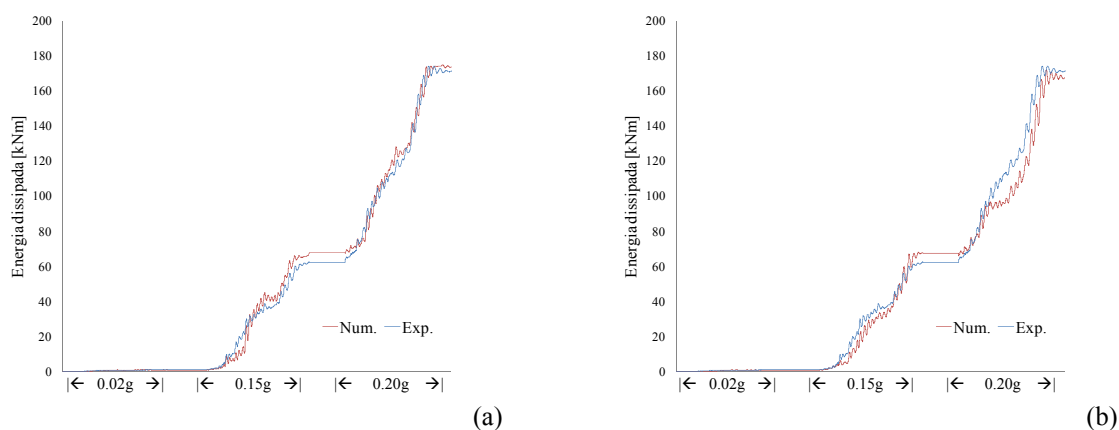


Figura 78 – Energia dissipada total: (a) rótulas plásticas com 0.40h; (b) rótulas plásticas com h.

## 6.6. Considerações finais

Com a comparação dos resultados numéricos obtidos para o edifício em estudo, é possível retirar algumas conclusões acerca das vantagens ou desvantagens das diversas estratégias de modelação utilizadas. Embora todas as conclusões digam respeito apenas ao trabalho

desenvolvido, poderão servir de ponto de partida para novos trabalhos, verificando-se exaustivamente os resultados obtidos, a fim de propor correcções ou modificações construtivas ao nível dos modelos numéricos.

O modelo de fibras com plasticidade distribuída proporcionou boas aproximações ao nível da rigidez, resistência e resposta global de corte, *drift* e rotação. Porém os níveis de energia dissipada foram os mais baixos de todos os modelos considerados em análise, alcançando no final do ensaio uma diferença de cerca de 8%. Como se esperava, os resultados numéricos obtidos, com esta estratégia de modelação, foram os que melhor se aproximaram do comportamento experimental da estrutura, consequência de todas as propriedades terem sido calibradas para este modelo numérico. Em concordância com os resultados experimentais, ao nível do piso 2, a resposta numérica evidenciou a presença do mecanismo de *soft-storey*.

O modelo de fibras com plasticidade concentrada (rótulas plásticas) conferiu maior rigidez à estrutura numérica, em comportamento não linear, e apresentou apenas concordância da resposta experimental, em termos de *drift*, para níveis de não linearidade baixos, como é o caso do segundo sismo (0.15g). A rotação obtida numericamente não representa os resultados experimentais. No respeitante à energia dissipada, o modelo numérico atingiu níveis próximos do experimental, sendo a diferença final, entre os resultados numéricos e os experimentais, na ordem dos 6%. Ao nível do piso 2, não se verificou a presença do mecanismo de *soft-storey*, porém o modelo numérico apresentou um ligeiro acréscimo de deslocamento no referido piso. Uma vez que neste tipo de modelo, o utilizador controla apenas o comprimento das rótulas plásticas, conclui-se que, a estratégia adoptada de calibração inicial das propriedades, para um modelo de referência e aplicação directa nos restantes modelos, não proporciona os melhores resultados.

O modelo simplificado com plasticidade distribuída representou melhor a resposta experimental para níveis de não linearidade mais elevados, como são os atingidos pela estrutura com o último sismo (0.20g), verificando-se este facto através da visualização dos resultados obtidos para o corte, *drift* e rotação. Os níveis de dissipação de energia atingidos com este modelo numérico foram bastante satisfatórios, sendo a diferença final na ordem dos 1.5%. Verificou-se a presença do mecanismo de *soft-storey* ao nível do piso 2, em concordância com os resultados experimentais. Com este tipo de modelação numérica a

resposta da estrutura atingiu níveis de não linearidade próximos dos experimentais, mesmo para o piso 3, cuja resposta com os restantes modelos numéricos é bastante linear.

O modelo simplificado com plasticidade concentrada (rótulas plásticas) proporcionou alguma concordância entre os resultados numéricos e os experimentais apenas para o segundo sismo (0.15g), como pode ser verificado através da análise dos resultados apresentados. Apesar do referido, são atingidos níveis de dissipação de energia idênticos aos verificados no ensaio experimental, sendo atingida uma diferença final na ordem de 1%. A presente modelação não conseguiu reproduzir a rotação de piso obtida experimentalmente, sendo atingidas diferenças entre picos na ordem dos 70%. Os níveis de não linearidade verificados, designadamente no piso 3, foram bastante inferiores aos registados com plasticidade distribuída. O fenómeno de *soft-storey* não foi reproduzido por este modelo numérico, registando-se, no entanto, um ligeiro aumento de deformação no piso 2 em comparação com os restantes pisos.

Ao nível da energia dissipada pode concluir-se que, para o presente trabalho, cerca de 30% da energia foi dissipada no segundo sismo (0.15g) e os restantes 70% dissipados no terceiro sismo (0.20g).

Em suma, a análise dos resultados numéricos deve ter presente que a qualidade obtida, para o modelo de fibras com plasticidade distribuída, está directamente relacionada com a calibração das propriedades efectuada. O modelo de fibras com plasticidade distribuída e o simplificado com plasticidade distribuída são os modelos numéricos que melhor reproduzem o comportamento experimental.

No próximo capítulo será feita uma comparação entre as várias estratégias de modelação adoptadas, salientando-se as diferenças mais relevantes entre os resultados obtidos com os modelos numéricos e a resposta observada experimentalmente nos ensaios, ao nível do comportamento global os pisos.



## 7. COMPARAÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO

### 7.1. Introdução

Neste capítulo da dissertação, pretende-se desenvolver uma análise comparativa entre as várias estratégias de modelação numérica utilizadas. Os resultados são apresentados em percentagem da diferença entre o máximo absoluto numérico, de cada parâmetro em estudo, face ao experimental. Os parâmetros analisados são os mesmos que foram apresentados no capítulo anterior: frequências próprias e modos de vibração, corte e *drift*, rotação, energia dissipada. Além do referido são comparados os tempos de análise.

### 7.2. Frequências próprias e modos de vibração

Através da análise das frequências próprias numéricas é possível retirar informação acerca da rigidez inicial do modelo, concluindo-se acerca do rigor da calibração realizada, nomeadamente as propriedades dos materiais. Apresenta-se, neste ponto, a diferença entre as frequências numéricas e experimentais, para os três primeiros modos de vibração (ver Figura 79). É possível observar que os modelos de fibras foram os que melhor reproduziram a rigidez inicial da estrutura, sendo a diferença máxima na ordem dos 5%. As frequências dos modelos simplificados foram sempre menores, pelo que a rigidez inicial da estrutura foi menor.

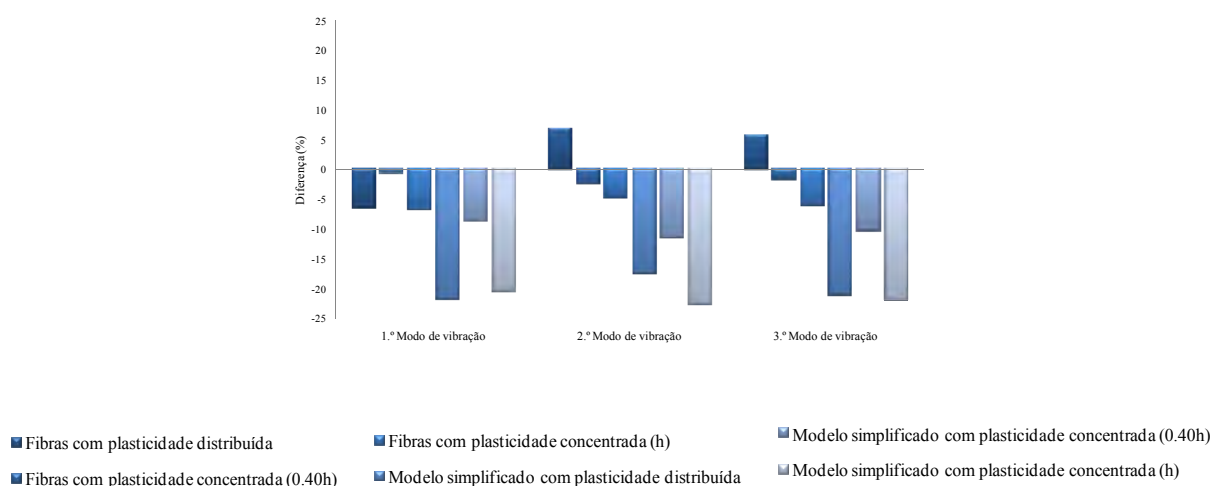


Figura 79 – Diferença entre o valor das frequências numéricas e experimentais para os 3 primeiros modos de vibração.

### 7.3. Esforços de corte e valores de *drift*

Da análise efectuada aos resultados apresentados na Figura 80, conclui-se que o modelo que melhor reproduziu o ensaio experimental ao nível de corte foi o modelo de fibras com plasticidade distribuída, para o qual se obtiveram as menores diferenças em termos de máximos absolutos. As maiores discrepâncias foram obtidas com os modelos simplificados, em ambas as direcções, atingindo cerca de 20% de diferença. Em suma, o nível de corte atingido pelos modelos numéricos foi quase sempre maior do que o experimental.

Avaliando os resultados obtidos para o *drift*, verifica-se que as maiores discrepâncias foram obtidas para a direcção x nos pisos 2 e 3 (ver Figura 81). Conclui-se que o modelo que melhor reproduziu o comportamento da estrutura foi o de fibras com plasticidade distribuída. As diferenças de *drift* distribuem-se pelos três pisos do edifício, concentrando-se mais no terceiro.

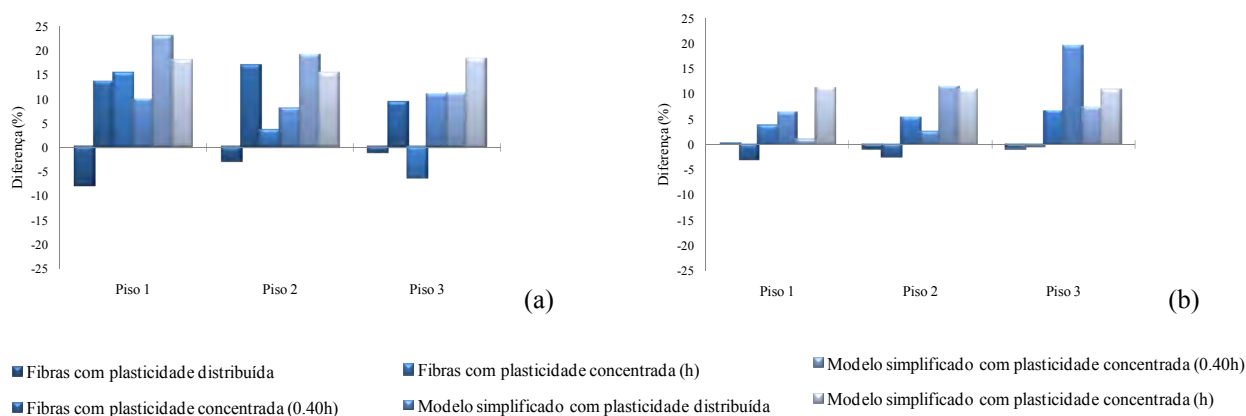


Figura 80 – Diferença entre a força máxima absoluta de corte numérica e experimental em cada piso: (a) direcção x; (b) direcção y.

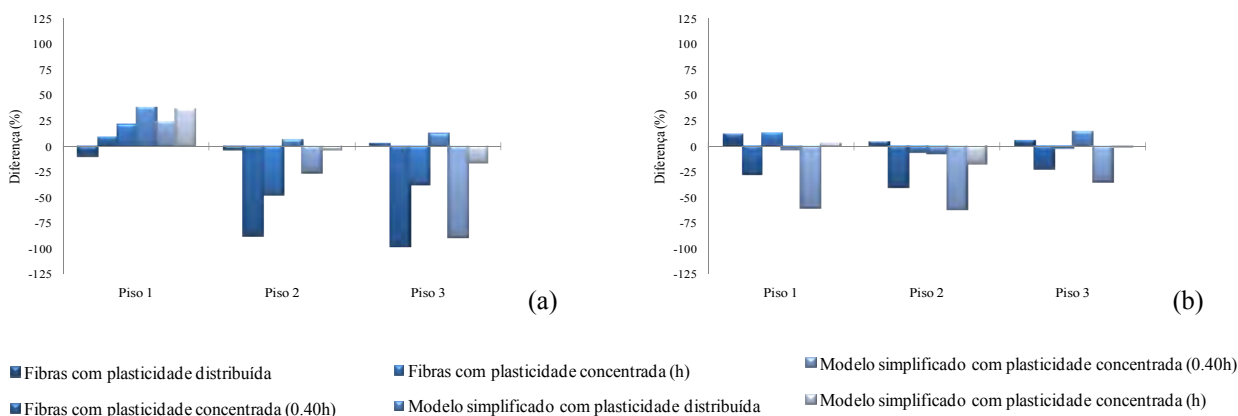


Figura 81 – Diferença entre o *drift* máximo absoluto numérico e experimental em cada piso: (a) direcção x; (b) direcção y.

## 7.4. Rotação

Os resultados comparativos entre as máximas rotações numéricas e experimentais (ver Figura 82), permitem concluir que os modelos numéricos considerados têm alguma dificuldade em reproduzir a rotação da estrutura. As maiores discrepâncias foram obtidas com os modelos com plasticidade concentrada, atingindo-se uma diferença máxima de cerca de 75%, para o piso 2. De novo se conclui que o modelo de fibras com plasticidade distribuída é o que proporciona melhores resultados.

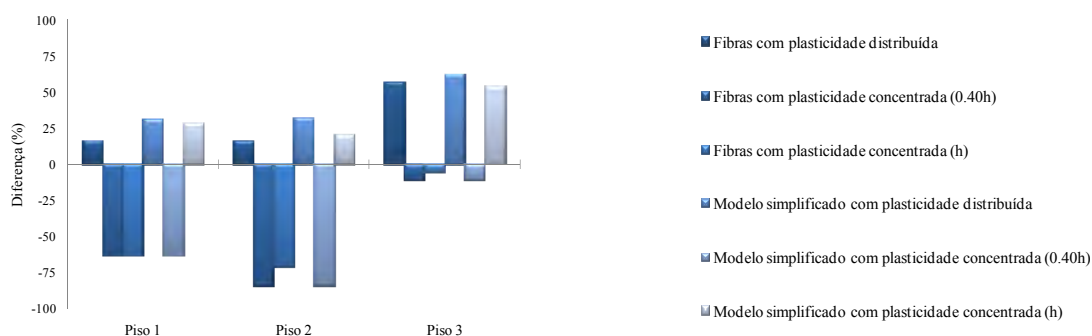


Figura 82 – Diferença entre a máxima rotação absoluta numérica e experimental em cada piso.

## 7.5. Energia dissipada

A comparação da energia dissipada (ver Figura 83), traduz a diferença entre o máximo valor de energia dissipada total numérica e experimental. Verificou-se que os modelos simplificados dissipam mais energia do que os modelos de fibras. Apenas para o modelo numérico simplificado com plasticidade concentrada (0.40h) houve maior dissipação de energia do que para o experimental. O modelo de fibras com plasticidade distribuída foi o que dissipou menos energia, atingindo uma diferença máxima de cerca de 8%.

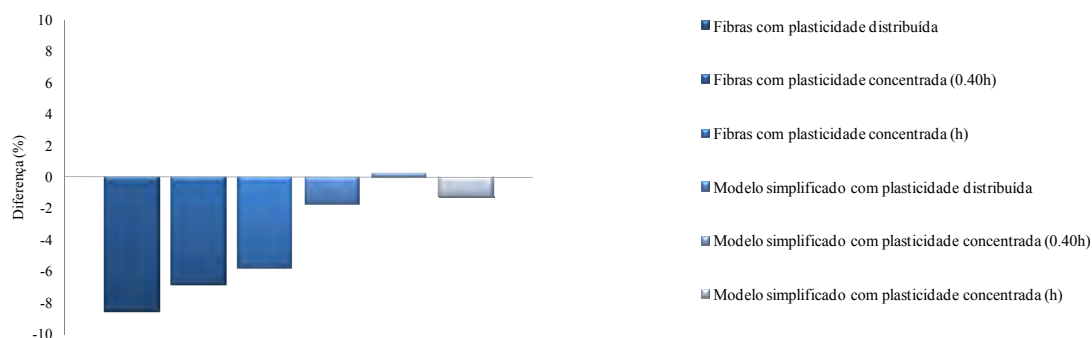


Figura 83 – Diferença entre a máxima energia dissipada numérica e experimental.

## 7.6. Tempo de análise

Na tentativa de avaliar a vantagem da utilização de modelos simplificados em detrimento dos modelos de fibras, relativamente ao tempo de análise, efectuou-se uma comparação dos tempos para os vários modelos utilizados (ver Figura 84). Parâmetros como a tolerância e o número de iterações foram uniformizados, para que as condições de análise fossem idênticas.

Da observação dos resultados, verificou-se uma redução em cerca de 50% no tempo de análise, quando a modelação foi feita com recurso a modelos simplificados, em comparação com os modelos de fibras com plasticidade distribuída. O recurso a modelos de fibras com plasticidade concentrada, rótulas plásticas, possibilitou uma redução em cerca de 40% no tempo de análise, face ao modelo de fibras com plasticidade distribuída.

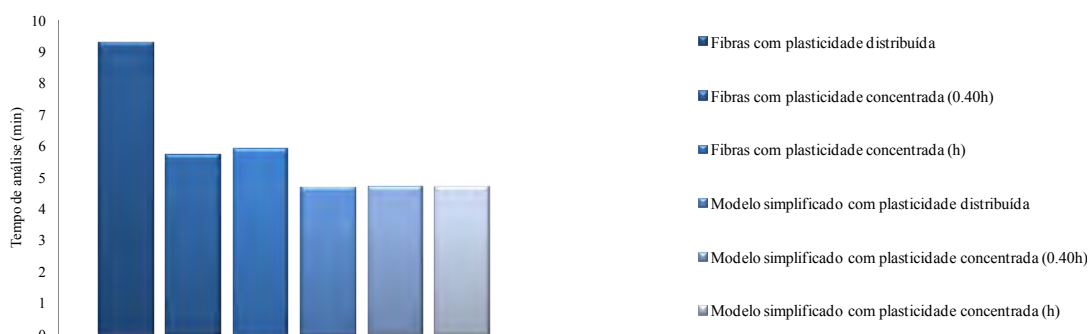


Figura 84 – Comparação dos tempos de análise.

## 7.7. Considerações finais

Com o objectivo de estabelecer algumas relações entre os vários modelos numéricos, de modo a serem retiradas conclusões acerca da vantagem de utilização de cada um, avaliaram-se, neste capítulo as diferenças entre os máximos absolutos de cada modelo para alguns parâmetros.

O modelo de fibras com plasticidade distribuída foi o que apresentou menores discrepâncias em todos os parâmetros, exceptuando-se o da energia dissipada.

A rotação da estrutura foi a resposta mais difícil de reproduzir numericamente por apresentar as maiores diferenças.

O recurso a modelos simplificados permitiu uma redução em cerca de 50% no tempo de análise, quando comparado com o tempo gasto pelos modelos de fibras.

## 8. CONCLUSÕES E POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 8.1. Conclusões

Com o trabalho desenvolvido, no âmbito desta dissertação, pretendeu-se aprofundar os conhecimentos no domínio das estruturas irregulares de betão armado. Numa primeira fase o trabalho incidiu sobre as irregularidades estruturais a nível regulamentar. Através da análise de algumas normas sísmicas foi possível constatar que o caminho a percorrer na área das irregularidades é ainda bastante longo.

Tratando-se de um problema que pode acarretar consequências bastante graves, uma vez que a resposta sísmica dos edifícios é condicionada pela sua presença, seria desejável um aumento de estudos na área das irregularidades estruturais, contribuindo assim para o desenvolvimento de novas metodologias de abordagem sísmica deste tipo de estruturas.

Da análise realizada aos aspectos regulamentares conclui-se que, de uma maneira geral, os critérios de irregularidade são semelhantes em todas as normas sísmicas, variando apenas os limites de regularidade que, como é perceptível, devem ser ajustados ao risco sísmico de cada país.

O modelo de fibras com plasticidade distribuída foi o que apresentou melhores resultados numéricos, reproduzindo o mecanismo de *soft-storey* no piso 2, acompanhando sempre a resposta experimental, porém foi o que dissipou menor energia. A qualidade dos resultados obtidos está directamente relacionada com o facto do referido modelo ter sido calibrado, com o objectivo de servir de referência aos restantes.

Os modelos com plasticidade concentrada foram os que apresentaram piores resultados numéricos quer ao nível da concordância da resposta no tempo, quer do grau de não linearidade atingida.

Os problemas de convergência dos modelos de plasticidade concentrada não permitiram que o comprimento de rótula plástica considerado fosse menor, de forma a estar de acordo com as rótulas verificadas experimentalmente.

Os modelos simplificados com plasticidade concentrada obtiveram melhores resultados para maiores níveis de não linearidade, como os atingidos pelo último sismo da acção considerada, com intensidade 0.20g, sendo a reposta em regime linear completamente distante da obtida experimentalmente. Por seu lado, os modelos de fibras com plasticidade concentrada proporcionaram melhores resultados não só em regime linear, mas também para solicitações com alguma não linearidade, como é o caso do segundo sismo considerado (0.15g).

A utilização de modelos simplificados permitiu uma redução em cerca de 50 % do tempo de análise, quando comparado com os modelos de fibras. No entanto, ressalva-se o facto de o tempo necessário para a implementação dos modelos simplificados à estrutura ter sido bastante maior do que o dispendido com os modelos de fibras.

## 8.2. Possíveis desenvolvimentos futuros

No seguimento da dissertação desenvolvida e das conclusões apresentadas, destacam-se algumas possíveis linhas de investigação a desenvolver no futuro:

- Realizar projectos de investigação no âmbito das irregularidades estruturais;
- Avaliar e propor alterações aos parâmetros apresentados pelas normas sísmicas;
- Desenvolver metodologias de reforço sísmico no caso de estruturas irregulares;
- Desenvolver metodologias simplificadas de avaliação da consequência da presença de irregularidades estruturais nos edifícios;
- Aprofundar o estudo dos problemas de aderência aço-betão para estruturas existentes;
- Estudar aprofundadamente os efeitos da torção nas estruturas irregulares com armadura lisa;
- Estudar aprofundadamente a presença de um piso vazado numa estrutura, com possibilidade de aparecimento do mecanismo de *soft-storey*.

## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### [A]

- ABNT (2006). "Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimento", Projeto 02:122.15-001, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil.
- Amaral, M. (2008). "Visita técnica à cidade de Beinchuan, após o sismo de Sichuan em 12 de Maio de 2008".
- Appleton, J. (2001). "O megasismo de Lisboa no século XXI ou vulnerabilidade sísmica do parque edificado de Lisboa", Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica e GECORPA.
- Arêde, A. (1997). "Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Arêde, A.; Pinto, A. (1996). "Reinforced concrete global section modelling: definition of skeleton curves", Joint Research Centre, Ispra - Italy.

### [B]

- Balsamo, A.; Manfredi, G.; Mola, E.; Negro, P.; Prota, A. (2005). "Seismic rehabilitation of a full-scale RC structure using GFRP laminates".
- Bento, R.; Falcão, S.; Rodrigues, F. (2004). "Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares", 6.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho.
- Bertero, V. (1997). "Earthquake engineering - structural engineering slide", Earthquake Engineering Library, University of California, Berkeley.
- BIS (2002). "Criteria for earthquake resistant design of structures", Part 1 General Provisions and Buildings (Fifth Revision), Bureau of Indian Standards, New Delhi.
- Bhatt, C. (2007). "Análise sísmica de edifícios de betão armado segundo o eurocódigo 8 - análises lineares e não lineares", Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

### [C]

- Carvalho, E.; Coelho, E. (1984). "Análise sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação - análise estrutural de um conjunto de 22 edifícios", LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

- CEN (2001). "Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings." Brussels.
- CEN (2002). "Eurocode - Basis of structural design." Brussels.
- CEN (2004a). "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings." Brussels.
- CEN (2004b). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance " Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
- Coelho, C. (1997). "Análise sísmica de estruturas tridimensionais de edifícios de betão armado - Teoria do comportamento não linear dos materiais", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- CSNZ (2004). "Structural design actions", Part 5: Earthquake Actions, Council of Standards New Zealand, New Zealand.

**[D]**

- D'Ambrisi, A.; Stefano, M.; Viti, S. (2008). "Seismic performance of irregular 3D RC frames", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Diotallevi, P.; Landi, L.; Pollio, B. (2008). "Evaluation of conventional and advanced pushover procedures for regular and irregular RC frames", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Doğan, M.; Kiraç, N.; Gönen, H. (2002). "Soft-storey behaviour in an earthquake and samples of izmit-duzce", ECAS 2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu, 14 Ekim 2002,, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye.

**[E]**

- Elnashai, A.; Alva-Hurtado, J.; Pineda, O.; Kwon, O.; Moran-Yanez, L.; Huaco, G.; Pluta, G. (2008). "The psico-cincha earthquake of August 15, 2007", Seismological, Geotechnical and Structural Assessments, Mid-America Earthquake Centre, Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana, United States.

**[F]**

- Fardis, M. (1994). "Analysis and design of reinforced concrete buildings according to Eurocode 2 and 8 ", Configuration 3, 5 and 6, Reports on Prenormative Research in Support of Eurocode 8. .
- Fardis, M. (2002). "Design of an irregular building for the SPEAR project - Description of the 3-storey structure", University of Patras.



Franchin, P.; Schotanus, M.; Pinto, P. (2003). "Seismic assessment of The RC full-scale test structure to be tested at ELSA-JCR Ispra", Pre-Construction Report, University of Rome "La Sapienza", Rome.

## [G]

GDF (2004). "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gobierno del Distrito Federal, México

Guedes, J. (1997). "Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. modelling, numerical analysis and experimental assessment", Porto.

Guevara-Perez, L. (2008). "Seismic regulations versus modern architectural and urban configurations", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

## [H]

Herrera, R.; Soberón, C. (2008). "Influence of plan irregularity of buildings", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Hognestad, E. (1951). "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete", Bulletin Series 339, University of Illinois Exp. Sta., Illinois.

## [J]

Jeong, S.-H.; Elnashai, A. (2004a). "Analytical and experimental seismic assessment of irregular RC buildings", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.

Jeong, S.-H., Elnashai, A. (2004b). "Analytical assessment of irregular RC full scale 3D test structure", Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.

## [K]

KOERI (1997). "Specification for structures to be built in disaster areas", Part III - Earthquake Disaster Prevention, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey, Turkey.

KOERI (1999). "Kandilli Observatory & Earthquake Research Institute, Boğaziçi University", Istanbul, [http://www.eas.slu.edu/Earthquake\\_Center/TURKEY/](http://www.eas.slu.edu/Earthquake_Center/TURKEY/), (última visita 15/11/08).

Kuramoto, H. (2006). "Seismic design codes for buildings in Japan", Journal of Disaster Research Vol. 1 No.3, Japan.

**[L]**

Lam, N.; Wilson, J.; Rodsin, K. (2008). "Collapse modelling of soft-storey buildings", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

**[M]**

Magliulo, G.; Maddaloni, G.; Cosenza, E. (2008). "Static and dynamic non linear analysis of plan irregular existing RC frame buildings", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Martins, J.; Ferreira, I. (2006). "Análise de estruturas - Estruturas de ductilidade melhorada", Universidade Fernando Pessoa, Porto.

Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M. H.; Fenves, G. (2007). "*OpenSees Command Language Manual*".

Mezzi, M.; Pardini, A.; Verducci, P. (2004). "Architectural and structural configurations of buildings with innovative aseismic systems", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.

Mola, E.; Negro, P. (2005). "Full scale PsD testing of the torsionally unbalanced SPEAR structure in the "as-built" and retrofitted configurations". SPEAR Workshop - An event to honour the memory of Jean Donea - Ispra, Italy.

Molina, F. J.; Buchet, P.; Magonette, G.; Hubert, O.; Negro, P. (2005). "Full-scale bidirectional PsD testing of the torsionally unbalanced SPEAR structure: method, algorithm and experimental set-up", SPEAR Workshop - An event to honour the memory of Jean Donea - Ispra, Italy.

Murty, C.; Brzev, S.; Faison, H.; Comartin, C.; Irfanoglu, A. (2006). "At risk: the seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls", A tutorial Developed by a committee of the World Housing Encyclopedia, a project of the Earthquake engineering Research Institute and the International Association for Earthquake Engineering USA.

**[N]**

Neto, J. (2007). "Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenómeno da aderência entre o aço e o concreto", (Tese de Doutorado) Faculdade de Engenharia Civil, Arquitectura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas.

NRCC (1993). "Guidelines for seismic evaluation of existing buildings", National Research Council Canada, Canada.

**[O]**

OPCM3431 (2005). "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", Italia

Otani, S. (2000). "Seismic vulnerability assessment methods for buildings in Japan". Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University of Tokyo, Japan.

**[P]**

Park, R.; Paulay, T. (1974). "Reinforced concrete structures", Wiley - Interscience Christchurch, New Zealand.

Paulay, T.; Priestley, M. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Wiley Interscience, USA.

PTCERD (2003). "National building code - Technical standard of building E.030", Permanent Technical Committee of Earthquake-Resistant Design, Lima.

**[R]**

REBAP (1983). "Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado", Lisboa.

Reynouard, J.; Ile, N. (2005). "Post-test nonlinear analysis of the SPEAR test building", INSA - Lyon, France.

Rodrigues, H. (2005). "Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Romão, X.; Costa, A.; Delgado, R. (2004). "Comportamento sísmico de pórticos de betão armado com recuados", 6.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho.

RSA (2006). "Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes", Porto Editora, Porto.

**[S]**

Sadashiva, V.; MacRae, G.; Deam, B. (2008). "Determination of irregularity limits", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Santos, S.; Lima, S. (2008). "The new Brazilian standard for seismic design", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Scott, M. H.; Fenves, G. L. (2006). "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements", ASCE, 132(2):244-252, Journal of Structural Engineering.

Sezen, H. (1999). "Asia Turkey earthquake, Aug. 17<sup>th</sup>, 1999 Magnitude", <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/index.html>, (última visita 15/11/08).

Sortis, A.; Buccino, F.; Petrini, V.; Vitiello, E. (2002). "Comparison of buildings designed to eurocode 8 and italian seismic code for vulnerability and risk assessment", 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London.

Stratan, A.; Fajfar, P. (2002). "Seismic assessment of the SPEAR test structure", IKPIR Report, University of Ljubljana.

## [T]

Taucer, F.; Spacone, E.; Filippou, F. (1991). "A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures", Earthquake Engineering Research Centre, College of Engineering, University of California, Berkeley.

## [V]

Varum, H. (2003). "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Varum, H. (2007). "Resistência de materiais - Torção (Sebenta de apoio às aulas)", Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Varum, H.; Arêde, A.; Costa, A.; Vicente, R.; Rodrigues, H.; Guedes, J. M.; Paupério, E.; Romão, X.; Costa, A. A. (2009). "Visita Técnica à Região de Abruzzo, Itália", Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Varum, H.; Costa, A. G.; Pinto, A. (2005). "Reforço sísmico do património edificado em betão armado", 2.º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, FEUP, Porto.

Verderame, G. M.; Iervolino, I.; Ricci, P. (2009). "Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009", Department of Structural Engineering University of Naples.

## [W]

Whittaker, A.; Moehle, J.; Higashino, M. (1998). "Evolution of seismic building design practice in Japan", The Structural design of tall buildings.